

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

Факультет «Будівництво, архітектура та інфраструктура»
(назва факультету)

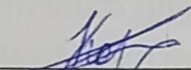
«Транспортна інфраструктура»
(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка
до кваліфікаційної роботи
ОС «магістр»
(ступінь вищої освіти)

на тему: Імплементация європейських рішень підсилення земляного полотна
в умовах Української залізниці
за освітньою програмою «Інтероперабельність і безпека
на залізничному транспорті»

зі спеціальності: 273 Залізничний транспорт
(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: ІН2226

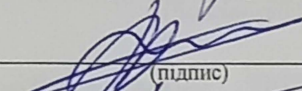


(підпис студента)

/ Денис КАРАЯНОВ /

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:



(підпис)

/ зав. каф. Олексій ТЮТЬКІН /

(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Нормоконтролер:




(підпис)

/ зав. каф. Олексій ТЮТЬКІН /

(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Засвідчую, що у цій роботі немає запозичень з
праць інших авторів без відповідних посилань.

Студент



(підпис)

Ministry of Education and Science of Ukraine
Ukrainian State University of Science and Technologies

Building, architecture and infrastructure
(faculty)

Transport infrastructure
(department)

Explanatory Note
to Master's Thesis
Master
(higher education degree)

on the topic: Implementation of European solutions
for strengthening the embankment in the conditions of the Ukrainian railway
according to educational curriculum Interoperability and safety in railway transport
in the Specialization: 273 Railway Transport
(Specialization and its code)

Done by the student of the group: IH2226 / Denys KARAIANOV /
(name, surname)

Scientific Supervisor: / Head of Dept. Oleksii TIUTKIN /
(position, name, surname)

Normative controller: / Head of Dept. Oleksii TIUTKIN /
(position, name, surname)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

Факультет: «Будівництво, архітектура та інфраструктура»

Кафедра: «Транспортна інфраструктура»

Рівень вищої освіти: «Магістр»

Освітня програма: «Інтероперабельність і безпека на залізничному транспорті»

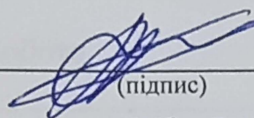
Спеціальність: 273 «Залізничний транспорт»

(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

«Транспортна інфраструктура»


(підпис)

Олексій ТЮТКІН
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Дата 27.04, 2023

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»
(ступінь вищої освіти,

студенту Караянову Денису Георгійовичу

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Імплементация європейських рішень підсилення земляного полотна в умовах Української залізниці»

Керівник роботи: Тюткін Олексій Леонідович, д.т.н., професор

(Прізвище, Ім'я, По батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом від

«26» квітня 2023 р.

№ 360ст

2. Строк подання студентом роботи: «15» січня 2024 р.

3. Вихідні дані до роботи: Результати аналізу українських та європейських рішень підсилення земляного полотна та дані, що отримані під час пошуку в Internet.

4. Зміст пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно опрацювати):

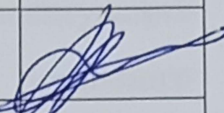
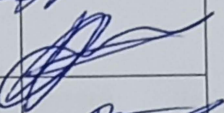
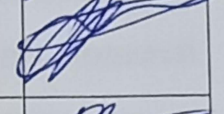
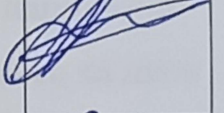
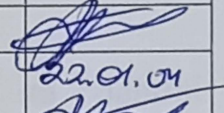
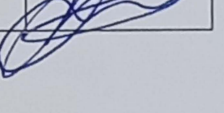
Вступ. Розділ 1. Аналіз рішень підсилення земляного полотна в Україні та Європейському Союзі. Розділ 2. Чисельний аналіз варіантів підсилення земляного полотна. Розділ 3. Обґрунтування параметрів підсиленого земляного полотна на основі отриманих результатів. Висновки.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):
Презентація за матеріалами досліджень, викладених в магістерській роботі (PowerPoint, 10...12 слайдів).

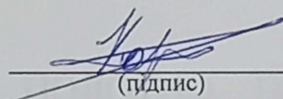
6. Консультанти розділів роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Завдання видав: (підпис консультанта, дата)	Завдання прийняв: (підпис студента, дата)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

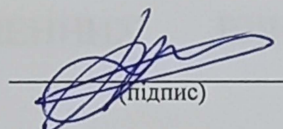
№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Розділ 1. Аналіз рішень підсилення земляного полотна в Україні та Європейському Союзі.	30.10.2023- 19.11.2023	
2	Розділ 2. Чисельний аналіз варіантів підсилення земляного полотна.	20.11.2023- 17.12.2023	
3	Розділ 3. Обґрунтування параметрів підсиленого земляного полотна на основі отриманих результатів. Висновки. Оформлення ВКР.	18.12.2023- 07.01.2024	
4	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.	08.01.2024- 14.01.2024	
5	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри	15.01.2024	
6	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	Згідно з планом ЕК	22.01.04 

Студент


(підпис)

 Денис КАРАЯНОВ
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи


(підпис)

 Олексій ТЮТЬКІН
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи магістра:

60 стор., 23 рис., 0 табл., 16 літературних джерел.

Об'єкт розробки – земляне полотно залізниці.

Мета роботи – обґрунтування параметрів міцності та стійкості земляного полотна для імплементації європейських рішень підсилення земляного полотна в умовах Української залізниці.

Метод дослідження – метод скінченних елементів.

В магістерській роботі розглянуто основні вимоги до проектування земляного полотна і виконано аналіз конструкцій підсилення земляного полотна, розроблені в Україні та Європейському Союзі.

Розроблена скінченно-елементна модель земляного полотна в непідсиленому та підсиленому вигляді. Проведений чисельний аналіз моделей на основі методу скінченних елементів. Визначено параметри напружено-деформованого стану скінченно-елементних моделей для непідсиленого та двох підсилених варіантів.

Обґрунтовано параметри підсиленого земляного полотна на основі отриманих результатів.

Ключові слова: ЗЕМЛЯНЕ ПОЛОТНО, ПІДСИЛЕННЯ, ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ, МЕТОД СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН

ЗМІСТ

ВСТУП	7
1 АНАЛІЗ РІШЕНЬ ПІДСИЛЕННЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА В УКРАЇНІ ТА ЄВРОПЕЙСЬКОМУ СОЮЗІ	9
1.1 Основні вимоги до проєктування земляного полотна.....	9
1.2 Аналіз конструкцій підсилення земляного полотна.....	16
2 ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ ВАРІАНТІВ ПІДСИЛЕННЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА	28
2.1 Варіанти підсилення земляного полотна для двоколійного насипу.....	28
2.2 Чисельний аналіз варіантів підсилення земляного полотна.....	33
2.3 Чисельний аналіз непідсиленого земляного полотна (Варіант 0).....	42
2.4 Чисельний аналіз підсиленого земляного полотна (Варіант 1).....	47
2.5 Чисельний аналіз підсиленого земляного полотна (Варіант 2).....	50
3 ОБҐРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ ПІДСИЛЕНОГО ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА НА ОСНОВІ ОТРИМАНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ	54
ВИСНОВКИ.....	57
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ.....	59

ВСТУП

Земляне полотно в рамках транспортної системи, тобто залізниці, є одним з відповідальних її елементів. Розглядаючи загальну систему, можна свідчити про те, що лише рейко-шпальна решітка є більш відповідальною, оскільки вона першою сприймає поїзне навантаження. Проте саме земляне полотно залізниці сприймає весь комплекс навантажень, що поєднує в собі і поїзне, і масу баласту, і тиск від верхньої будови колії. Якщо земляне полотно споруджене якісно, воно забезпечує безперервну тривалу експлуатацію вказаної транспортної системи.

Однак, якщо земляне полотно або споруджене із порушенням технології, або вже вичерпало свій експлуатаційний ресурс, воно потребує заходів, що його повернуть знову до нормального робочого стану. Такими заходами є ремонт різних типів або реконструкція, причому ці комплексні дії характеризуються значними матеріало- та трудовитратами. Найбільш раціональним та найменш витратним є поточний ремонт або підсилення земляного полотна.

Аналізуючи види підсилення земляного полотна залізниці, слід відмітити, що воно застосовується з різних міркувань. По-перше, підсилення різного виду вводить до земляного полотна (насипу) для того, щоб зміцнити його з самого початку. Тобто таке підсилення, яке може зачіпати і слабку основу земляного полотна, впроваджується для того, щоб збільшити міцність та стійкість, надати їм запас, який буде поволі вичерпуватися. Слід підкреслити, що вичерпання надлишкової міцності та стійкості до робочого стану значно зменшує міжремонтні терміни.

Перший вид підсилення має попереджувальний характер і застосовується не настільки часто, як другий. В другому випадку підсилення проводиться у випадку, коли земляне полотно знизило свій експлуатаційний ресурс, але не остаточно. Таке земляне полотно характеризується розвитком дефектів та деформацій, які розвиваються у часі і поступово стають наднормовими. Це, в свою чергу призводить до скорочення міжремонтних термінів і, відповідно, до

нових витрат на обслуговування.

Основним документом, який регламентує види підсилення земляного полотна українських залізниць, є ЦП-0204 «Правила улаштування основної площадки земляного полотна при виконанні капітального ремонту та модернізації колії» (ЦЮ 25.12.2008 р., реєстраційний номер ЦП-0204) [8]. Його поява в українській практиці підсилення земляного полотна відкрила достатньо велику кількість способів укріплення, однак, можна свідчити про деяку моральну застарілість цих норм. Поступова імплементація європейських способів укріплення потребує нових досліджень в цій області.

Не можна заявляти, що Україна йшла якимось хибним шляхом, оскільки більшість способів підсилення успішно застосовуються на залізницях Європейського Союзу. Можна стверджувати, що застосування геосинтетичних матеріалів є тенденцією під час підсилення європейських залізниць, і впровадження на основі наукового обґрунтування є важливою задачею в Україні. Проте, слід відмітити, що не всі європейські рішення були апробовані і тим паче імплементовані в рамках українських залізниць, що показує подальший напрямок досліджень.

Пошук в даній випускній кваліфікаційній роботі проводився в рамках наукового дослідження кафедри «Транспортна інфраструктура», яке виконувалось за підтримки гранту Національного фонду досліджень України під час реалізації проекту «Наукове обґрунтування впровадження європейської колії на території України в повоєнний період» (реєстраційний номер проекту 2022.01/0021), який було отримано в рамках конкурсу «Наука для відбудови України у воєнний та повоєнний періоди». Визначення варіантів підсилення, характерних для європейської практики, та їх подальший чисельний аналіз доводить їхню працездатність та можливість імплементації в Україні.

1 АНАЛІЗ РІШЕНЬ ПІДСИЛЕННЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА В УКРАЇНІ ТА ЄВРОПЕЙСЬКОМУ СОЮЗІ

1.1 Основні вимоги до проєктування земляного полотна

Для проєктування непідсиленого земляного полотна необхідно провести обстеження та виявлення інженерно-геологічних умов з метою встановлення характеристик ґрунтів, на яких розташована земляна конструкція, і визначити: 1) мінімально допустиму висоту насипу виходячи зі стійкості ґрунтів; 2) розрахункову величину осадки на найбільш характерних перегонах; 3) конструктивно-технологічні рішення, що можуть забезпечити зниження осадки насипу і підвищити її стійкість [1, 3].

Інженерно-геологічні дослідження повинні виконуватися за спеціальною програмою, яка відображається в технічному завданні. Матеріали, отримані в результаті вишукування, повинні забезпечувати можливість оцінки стійкості насипу та прогнозу величини і тривалості осідання основи, обумовленої процесами консолідації ґрунту.

На основі отриманих матеріалів проводиться оцінка можливості використання слабкого шару ґрунтів конструкції земляного полотна або його заміна. Як правило, передбачається геотехнічний контроль за земляним полотном на слабких ґрунтах. Інженерно-геологічні дослідження передбачають збір, аналіз та систематизацію даних поперечних років; рекогносцировку і дослідження ділянки; геофізичні дослідження території; польові дослідження; гідрогеологічні дослідження; стаціонарні спостереження; лабораторні дослідження ґрунтів і води; оцінку стану ґрунтового масиву і прогноз можливих змін інженерно-геологічних умов; камеральну обробку матеріалів.

При проєктуванні земляного полотна для складних умов досліджень передбачаються спеціальні дослідження властивостей ґрунтів і моделювання його напружено-деформованого стану. Крім того, передбачаються спеціальні дослідження деформації ґрунтів в процесі будівництва і експлуатації, організація науково-технічного супроводу.

Для спорудження насипів можна застосовувати без обмеження ґрунти, міцність і стійкість насипу яких не залежать від дії природних чинників. До таких ґрунтів відносять скельні ґрунти із слабо- і легковивітрюваних гірських порід, що не розчиняються і не розм'якшуються у воді, крупноуламкові і піщані ґрунти, окрім пилюватих і дрібних недренуючих пісків [1, 3].

До скельних ґрунтів із слабо- і легковивітрюваних нерозчинних і нерозм'якшуваних у воді гірських порід відносяться такі, в яких відношення тимчасового опору стискуванню в насиченому водою стані до тимчасового опору стискуванню в повітряно-сухому стані рівне або більше 0,75. До слабковивітрюваних відносяться породи I групи:

- глибинні і магматичні, що вилилися, окрім порфіровідних і грубозернистих порід з розміром зерен 5...10 мм;
- метаморфічні: кварцити, гнейси, магматити, роговики, скарни, спілозити, рогово-обманкові;
- осадові: піщаники, брекчії і конгломерати з крем'янистою, карбонатною, опаловою і залізистою цементацією, доломіт, щільні опоки і вапняки з розміром зерен до 1 мм.

До легковивітрюваних нерозм'якшуваних у воді гірських порід відносять:

- всі породи I групи при розмірі в них окремих блоків менше 0,3 м;
- глибинні породи грубозернистої і порфіровідної структури, що вилилися разом із лавою;
- кристалічні сланці (хлоритові, тальк, амфіболітові тощо);
- сланці філітові і глинисті;
- нерозм'якшувані породи III групи;
- мергель з домішкою глини менше 50 %.

Великоуламкові ґрунти підрозділяють на наступні види:

- бриловий, в якому маса каменів більше 200 мм складає більше 50 % загальної маси сухого ґрунту;
- якщо переважають округлі камені, ґрунт називається валуном;
- щебневий, або галечниковий, в якому маса зерен розміром більше 10 мм

складає більше 50 % маси всього ґрунту;

– гравійний, в якому маса зерен більше 2 мм складає більше 50 % маси ґрунту.

Супіски легкі – це супіски з вмістом піщаних часток більше 50 % маси всього сухого ґрунту. Для нижніх частин підтоплюваних насипів рекомендується застосовувати лише скельні або крупноуламкові ґрунти, крупно- і середньозернисті піски.

Ґрунти, що не рекомендуються для використання є такими, що надто змінюються під впливом природних умов [3, 5]. До таких ґрунтів відносяться легковивітрянні розм'якшувані гірські породи, пилюваті і дрібні недренуючі піски, глинисті ґрунти і деякі ґрунти особливого різновиду.

До легковивітрянних розм'якшуваних гірських порід відносяться [1, 5]:

- мергель, що містить 50...70 % глин;
- мергелиста глина, що містить 70...90 % глин;
- брекчії і туфобрекчії, мергелисті, глинисті, глинисто-гіпсові, глинисто-мергелеві конгломерати;
- глинисті і глинисто-гіпсові піщаники, туфи, аргіліти, алевроліти, трепел, крейда і крейдоподібні породи.

Ґрунти особливого різновиду – це ґрунти, які за певних атмосферних і природних умов набувають властивостей, що роблять їх непридатними для будівництва:

1) мергелі, що дуже набухають і розмокають, а при від'ємних температурах розтріскуються і руйнуються. Якщо при відповідному обґрунтуванні в проєкті дозволено їх використання, то необхідно прийняти заходи по захисту мергелів від вологи і від'ємних температур;

2) леси і лесовидні ґрунти в разі вступу вологи дуже інтенсивно розмокають, розмиваються, дають просадки, порушується їхня стійкість; при відповідному обґрунтуванні в проєкті вживання цих ґрунтів для влаштування земляного полотна необхідно прийняти заходи для захисту їх від попадання вологи;

3) чорноземи, які мають в своєму складі велику кількість глинистих і

пилуватих часток, які сприяють зволоженню, набуханню і зниженню міцності на стиск;

4) крейдянні ґрунти через велику пористість, що досягає 50 %, в результаті потрапляння вологи швидко розмокають і втрачають несучу здатність;

5) сланцюваті глини при потраплянні вологи швидко розмокають, руйнуються і втрачають несучу здатність, крім того, вони не піддаються ущільненню при зведенні земляного полотна;

6) засолені ґрунти, які по мірі засолення, залежно від дорожньо-кліматичних зон, діляться на: слабозасолені (0,3...2,0 % легкорозчинних солей, рахуючи від ваги сухого ґрунту), середньозасолені (0,5...5,0 %), сильнозасолені (2...10 %) і надмірно сильнозасолені (5...10 % і більш). Засолені ґрунти при зволоженні різко знижують міцність на стискування.

При використанні перелічених ґрунтів в тілі насипу необхідно виконати заходи, що забезпечують збереження ґрунтами міцності у нормальному стані.

Забороняється застосовувати для влаштування земляного полотна наступні ґрунти [3, 5]:

– глинисті надмірно сильнозасолені, що мають в своєму складі 5...10 % і більш легкорозчинних солей;

– глинисті з вологістю, що перевищує допустиму;

– торф, мул, дрібний пісок і глинисті ґрунти з домішкою мула і органічних часток. Торф складається з органо-мінеральної маси, що містить більш 60 % рослинних залишків; дуже сильно стискується. Мули в природному стані мають дуже низьку несучу здатність, і велику стисливість;

– рослинний шар, що містить велику кількість коріння рослин;

– талькові, пірофілітові, трепели – на ділянках, де можливе тривале стояння води. Талькові і пірофілітові ґрунти сильно набрякають при зволоженні. Трепели в результаті великої пористості під час потрапляння вологи розмокає і втрачає несучу здатність;

– ґрунти, що містять 20...40 % гіпсу (відсоток вмісту гіпсу залежить від дорожньо-кліматичної зони).

Для додання стійкості укосів земляного полотна в залежності від роду споруди та швидкості руху води застосовуються наступні види укріплень: посіви багаторічних трав, одерновка, кам'яне або плитне мощення, посадка чагарнику, фашини, збірний або монолітний бетон, залізобетон і ін. Для масового зміцнення незатопляємих укосів насипів і виїмок рекомендується широко застосовувати посіви багаторічних трав по шару рослин, ґрунту з виконанням цих робіт механізованим способом за допомогою навісного агрегату.

Питоме значення земляного полотна при будівництві залізниць становить у середньому по трудомісткості 23 % і за вартістю 17 %, а при будівництві автомобільних доріг відповідно 31 % і 17 %. Спорудження земляного полотна, як правило, здійснюється спеціальними механізованими колонами або загонами, які оснащені землерийною і транспортною технікою: екскаваторами з ковшами ємністю 0,65...1,25 м³, автосамоскидами вантажопідйомністю 3,5...10 т, причіпними і самохідними скреперами, грейдерами-елеваторами, автогрейдерями, шнековими планувальниками, кювето- і канавокопателями, машинами для ущільнення ґрунтів у насипах і виконання оздоблювальних робіт. Із загального обсягу робіт по спорудженню залізничного земляного полотна близько 75 % виконується екскаваторами, 15 % – скреперами, 5 % – гідромеханізацією і 5 % – іншими способами [5].

Основи насипів ділять на міцні, недостатньо міцні і слабкі. До міцних основ відносяться природні основи, складні скельні, крупнообломкові і піщані ґрунти, а також глинисті ґрунти, що мають на глибині до 1 м від поверхні тверду і напівтверду консистенцію. До недостатньо міцних відносяться сірі природні і мокрі основи, ґрунти, які в передморозний період на глибині до 1 м мають тугопластичну і м'якопластичну консистенцію – якщо рівень ґрунтових вод залягає на глибині більше 1 м від поверхні. До слабких основ відносяться природні мокрі основи, складені торфом, мулами і глинистими ґрунтами текучої консистенції; на цих підставах можливі їхні великі і нерівномірні осідання, великі деформації насипів аж до порушення їхньої загальної

стійкості, якщо не вжиті спеціальні заходи по зміцненню цих основ.

Відсипання насипу роблять, як правило, з однорідного ґрунту на всю ширину шару, що відсипається, від країв до середини на висипі [1]. Відсипання наступного шару здійснюють лише після розрівнювання і ущільнення шару, що лежить нижче. У випадку, якщо під час відсипання дозволений рух транспортних засобів, його необхідно регулювати з метою рівномірного ущільнення тіла насипу. Для того, щоб по виробничих або інших причинах зробити перерву у виробництві робіт по влаштуванні на висипі на 1...2 діб, перевіряють якість планування відсипаної ділянки насипу з метою забезпечення якісного відведення води з поверхні насипу. Товщину шару ґрунту, що відсипається, призначають в залежності від машин, що використовуються для ущільнення і виду ґрунту; уточнюють її пробним ущільненням. Перед ущільненням поверхню шару планують з ухилом 20...40 % у бік бровки земляного полотна.

Щільність ґрунту насипу контролюють шляхом відбору проб з кожного відсипаного шару ґрунту по висі і на відстані 1,5...2,0 м від брівки земляного полотна. Якщо ширина земляного полотна, що відсипається, більше 20 м, проби беруть ще і між віссю полотна і бровками. При висоті насипу до 3 м проби беруть через кожні 200 м відсипаного шару, більше 3 – через кожні 50 м; у місцях сполучення земляного полотна з мостами, над трубами і в конусах мостів – з кожного шару, що відсипається.

Коефіцієнт ущільнення ґрунту насипу залежить від дорожньо-кліматичної зони, в якій зводять насип, положення шару ґрунту по висоті насипу, а також типу покриття, що влаштовується на насипі, що зводиться (капітальний, полегшений, перехідний). Відхилення від необхідного коефіцієнта ущільнення насипу, передбаченого вимогами нормативних документів, допускається у бік зменшення не більше ніж на 10 % випробовуваних зразків і не повинно по абсолютній величині бути більш ніж 0,04.

Ущільнення найефективніше при оптимальній вологості ґрунту або вологості, що відрізняється від оптимальної для незв'язних ґрунтів не більше

ніж на $\pm 20\%$ і для зв'язкових ґрунтів – не більше ніж на $\pm 10\%$.

Оптимальна вологість ґрунтів в % [5]:

Піщані.....	8...12
Супіщані.....	9...15
Пилуваті.....	16...22
Суглинки.....	12...15
Важкі суглинисті.....	16...20
Суглинки пилуваті.....	18...21
Глинисті.....	19...23

Якщо ґрунт має вологість менше оптимальної, його додатково зволожують, а при вологості ґрунту більше оптимальної – його просушують або замінюють привозним. Під час дощу роботи по ущільненню необхідно припинити і відновити при досягненні ґрунтом насипу оптимальної вологості. При ущільненні насипу, відсипаного з пилуватих ґрунтів і регулюванні руху механізмів по всій ширині насипу, коефіцієнт ущільнення її скреперами дорівнює 0,90, а бульдозерами – 0,75.

При відсипанні насипу з неоднорідних ґрунтів поверхня шарів з менш дренажних ґрунтів, якщо вони розташовуються під шарами з ще більш дренажних, має бути спланована від осі до брівки насипу з ухилом 40...100%; поверхня дренажних шарів, розташованих під ще менш дренажними, має бути спланована горизонтально; укоси насипу мають бути влаштовані з ґрунтів з кращими дренажними властивостями, ніж тіло насипу. Насип може бути зведений з неоднорідних ґрунтів лише в тому випадку, якщо вони мають вигляд природної кар'єрної суміші.

Насипи з ґрунтів підвищеної вологості можуть бути допущені тільки при прийнятті спеціальних заходів. Для збільшення площі передачі тиску від поїзного навантаження на такий ґрунт верхню частину насипу товщиною 0,3...0,8 м влаштовують з дренажних ґрунтів (коефіцієнт фільтрації $K > 0,5$ м/добу). Насипи на болотистих ґрунтах проєктують індивідуально. Осідання основ насипів на таких ґрунтах можуть виникати внаслідок ущільнення або

бокового віджимання ґрунту і можливого прориву його на поверхню. Шари, де будують насип, бокові віджимання і відпирання можна оцінити як шари, в яких коефіцієнт стабільності $k_c < 1$. Фактично товщина таких шарів буде більше, оскільки k_c не може бути менше 1 через пластичні деформації.

При влаштуванні насипу з крупноуламкових ґрунтів його верхню частину на висоту до 1 м відсипають з крупноуламкових ґрунтів з окремими фракціями не більше 250 мм і з ущільненням відповідно до вимог нормативних.

1.2 Аналіз конструкцій підсилення земляного полотна

На даний час однією з найактуальніших проблем Укрзалізниці та в світі є проблема зниження витрат на реконструкцію і ремонт колії при дотриманні його надійності і стабільності [5, 6]. Вимоги до міцності і стійкості земляного полотна постійно підвищуються і диктують необхідність розробки і широкого впровадження сучасних способів його підсилення для забезпечення динамічної взаємодії рейкової колії з рухомим складом.

Підсилення геосинтетичними матеріалами або армування ґрунтів є одним з найефективніших способів його функціонування, а його основною особливістю є те, що такий ґрунт є геокомпозитною несучою конструкцією. Звичайні дисперсні ґрунти практично не сприймають напруження розтягу, тому для їхньої компенсації в ґрунт укладають одиночні стрижні або каркаси, найчастіше з синтетичних матеріалів [2, 9].

Для підсилення основ і насипів запропоноване також їхнє глибинне ущільнення ґрунтовими або щебеневими палями. Суть цього способу полягає в улаштуванні на певній відстані одна від одної свердловин, які потім заповнюють ущільненим ґрунтом [11, 12, 16]. Для утворення свердловин застосовують способи, при яких ґрунт не витягується на поверхню, а витісняється в навколишній масив, внаслідок чого відбувається його ущільнення. Самі свердловини, заповнені утрамбованим ґрунтом, ще більш підвищують несучу здатність земляної споруди.

Достатньо широко використовується і такий метод підвищення несучої

здатності основного майданчика, як хімічне закріплення ґрунтів [2]. Ці методи відомі і використовуються в будівництві порівняно давно. Найпоширенішими з них є цементація, смолізація, силікатування, обробка ґрунтів кремнійорганічними з'єднаннями, вапнування. Перераховані способи застосовуються, головним чином, для підсилення ґрунтів основного майданчика, тобто фактично виконання такого роду заходів веде до створення підбаластного укріпленого шару ґрунту, здатного сприймати підвищені вібродинамічні навантаження. Одержаний шар можна розглядати як підбаластну плиту, укладену на основний майданчик земляного полотна.

Основна ідея в створенні такої конструкції – розподілити навантаження від поїзду на велику площу і створити гідроізоляцію, що дозволяє запобігти проникненню води в баластні поглиблення. Стабілізуючий ефект підбаластних плит пояснюється включенням в роботу більшого масиву ґрунту за рахунок можливості деформації по новим поверхням ковзання. Проведені дослідження показали, що в порівнянні із звичайною конструкцією колії напруження в підрейковому перетині знижуються, але при цьому істотно збільшуються напруження в перетинах по вісі колії і кінцям шпал. Таким чином, плити перерозподіляють навантаження від поїздів, вирівнюючи її за рахунок включення в роботу додаткових об'ємів ґрунту за межами шпал. При цьому зменшуються залишкові деформації основного майданчика і просадки колії в цілому. Проте, не дивлячись на велику ефективність в лікуванні земляного полотна, даний спосіб відрізняється значним подорожанням робіт, а також зниженням темпу виробництва робіт у зв'язку з тим, що на даний момент для закріплення підбаластного шару вказаним способом необхідно знімати рейко-шпальну решітку.

Існують варіанти технології створення закріпленого шару без розбирання колії із застосуванням машини глибокого очищення щебеню, але вони поки не знайшли широкого застосування в практиці виробництва. Шляхом стабілізації матеріалів насипу одержують ґрунти з високою когезією, характеристики яких вводять в розрахунки величини осідання. В результаті такий насип може

розглядатися як жорстка на вигин балка. Це покращує умови руху в місцях знаходження насипу над трубопроводами, водопропускними трубами, зонами із слабкими ґрунтами основи. Одночасно мінімізується довготривале власне осідання, інакше кажучи, насип динамічно стабілізується.

Аналізувалася пропозиція виготовляти і встановлювати в ґрунт палі особливої конструкції, які сприймають вертикальні навантаження і передають їх на шари з високою несучою здатністю, що залягають нижче [13, 15]. Технологія виготовлення палі полягає у тому, що в сталеву трубу, занурену в ґрунт віброступом, закладають заздалегідь сформований у вигляді рукава геотекстиль. Внутрішній об'єм рукава заповнюють ґрунтом. Наступною операцією є витягання труби і ущільнення засипаного ґрунту, внаслідок чого геотекстиль розтягується по колу.

Зменшення навантаження на баласт, а, отже, і на основний майданчик земляного полотна можна досягти заміною поперечних шпал на поздовжні лежні [1, 6]. Сприятливий розподіл навантаження на баласт в цьому способі підсилення досягається не тільки за рахунок збільшення поверхні спираючої, але, перш за все, завдяки великій жорсткості лежнів на вигин. Рейки, укладені на лежні, мають по всій довжині однакові умови спираючої.

Проведені дослідження показали, що лежнева конструкція дозволяє понизити навантаження на баласт на 50 % в порівнянні з традиційною конструкцією колії і, як наслідок, зменшити нерівномірне осідання колії, характерне для звичайної колії зі шпалами. При цьому навантаження розподіляється більш рівномірно, що в поєднанні з вищою здатністю поздовжньої шпали сприймати нерівномірну густину баласту повинне в перспективі істотно підвищити надійність колії. Проте, спроби використання лежнів, знайшли ряд проблем, зокрема, пов'язаних з шириною колії і недоліками самої конструкції, а також труднощами при роботах по зведенню рейки.

У зв'язку з тим що, верхня будова колії на баласті у багатьох відношеннях працює на межі технічних можливостей, для нових високошвидкісних ліній

безбаластний шлях є реальною альтернативою баластному. В безбаластній колії найслабкіший елемент класичної конструкції, а саме баласт, замінюється з рівномірно розподіленим навантаженням несучою плитою з бетону або асфальту, на яку укладаються рейки [16]. Аналіз результатів випробувань різних варіантів конструкцій безбаластної колії виявив переваги і недоліки окремих технічних рішень, але, в цілому, дозволив зробити наступний висновок: якість колії, досягнута при його будівництві, залишається незмінною при збільшенні експлуатаційних навантажень, завдяки чому поліпшується динаміка колії і забезпечується стійка плавність ходу.

До переваг безбаластної колії відносяться низькі витрати на поточний ремонт, мала будівельна висота, що дозволяє споруджувати тунелі меншої висоти. При цьому забезпечуються виключення можливості викиду колії, висока надійність і відсутність необхідності в боротьбі з рослинністю. Недоліки полягають у високих капітальних витратах і витратах на модернізацію або коректування, а також в необхідності укладання шумопоглинаючих покриттів.

В теперішній час в світовій практиці на залізницях в якості протидеформаційних заходів широко застосовують укріплення земляного полотна шляхом заміни ґрунту, віброущільнення, збільшення товщини баласту під шпалами та плеча баластної призми. Разом з тим, використання традиційних способів укріплення не завжди ефективно і викликає великі витрати засобів і часу. Так, при повній заміні ґрунту на проблемних ділянках необхідна його розробка, видалення і заміна на якісні ґрунти. Крім того, необхідно ввести в тимчасову експлуатацію другий шлях на період реконструкції першого, або використати велику кількість транспортних засобів для видалення старого ґрунту, що суттєво збільшує витрати на реконструкцію земляного полотна.

Збільшення товщини баластного шару призводить до зменшення і навіть до ліквідування обочин зі здійсненням шлейфів з баластних матеріалів. Автор вважає [14], що компенсація залишкових деформацій методами збільшення та стовщення плеча баластної призми при збереженні її стандартної конструкції

потребує значного збільшення щебеню на 1 км та, крім того, не завжди можлива за вимог фактичних розмірів основного майданчика (звуженість, відсутність обочини або її недостатня ширина). Застосування цього способу стабілізації колії не тільки призводить до значних фінансових витрат, але в ряді випадків з-за габаритної контактної мережі є неможливим.

Програми ресурсозбереження, які прийняті на залізницях України та інших держав у зв'язку із підвищенням швидкості руху поїздів, і вимоги з міцності та стійкості земляного полотна, що постійно підвищуються, диктують необхідність розробки та широкого впровадження сучасних способів укріплення земляного полотна. До них відносяться різні способи армування земляного полотна буроін'єкційними палями, армогрунтовими стінами, геосинтетичними матеріалами; облаштування підбаластного ґрунтоцементного шару, забивка шпунту, огороження нижніх брівок земляного полотна конструкціями «стіна в ґрунті», а також зведення контрбанкетів з геотекстилем, піонерними дамбами та інше.

На сьогодні однією в найактуальніших проблем залізниці є зниження витрат на реконструкцію та ремонт шляху при дотриманні його надійності та стабільності. При цьому постійно підвищуються вимоги до міцності та стійкості земляного полотна і викликають необхідність розробки й широкого впровадження сучасних способів його підсилення. Вивченість цих способів дозволяє вже в теперішній час застосовувати їх на земляному полотні, що експлуатується, з метою зменшення деформацій.

З початку 80-х років ХХ сторіччя в залізнично-шляховому будівництві та колійному господарстві США в конструкції колії почали вибірково застосовувати асфальт гарячого укладання – матеріал, який подібний тому, що застосовується для покриття автодоріг. При цьому асфальт укладають в якості опорного шару під баластною призмою замість щебеневого підбаластного шару й геотекстилю. Як правило, шар асфальту товщиною 125...250 мм розміщують поміж земляним полотном й звичайним баластом.

Перші випадки застосування асфальту мали місце при реконструкції ліній

там, де щебенева основа була недостатньо стійкою. В теперішній час застосування асфальту розповсюдили й на нове будівництво. Рішення про це прийняли з-за геотехнічних проблем, що пов'язані з недоліками щебеневої основи, а також як спосіб збереження потрібних характеристик колії на більш довготривалій термін і збільшення строку служби елементів верхньої будови колії основні переваги підбаластного асфальтового шару наступні:

- краще, більш рівномірне розподілення навантажень від верхньої будови колії на нижчі несучі шари земляного полотна зі зменшенням абсолютних значень напружень і збереженням несучої здатності полотна навіть при його не зовсім задовільному стані;

- практично повна герметичність (водонепроникність) шару, що забезпечує повний відвід води в кювети та запобігає обводення і, таким чином, погіршення характеристик земляного полотна;

- збільшення опори колії зсуву;

- висока пружність шару, що знижує схильність земляного полотна до утворення виплесків без підвищення жорсткості основи;

- підвищена якість поверхні шару, що полегшує укладання баласту та елементів рейкошпальної решітки при будь-яких погодних умовах.

В зв'язку з цим, найбільш цілеспрямованим застосування конструкції з підбаластним шаром асфальту може бути на лініях з інтенсивним рухом великовагових та швидкісних пасажирських поїздів, де підтримування колії в належному стані пов'язано з проблемами, обумовлюють:

- досягнення й збереження висоти насипу з достатньою міцністю і стійкістю земляного полотна;

- забезпечення задовільних характеристик по дренажу;

- зниження рівня ґрунтових вод до рівня, що запобігає ослабленню земляного полотна;

- зниження рівня напружень в рейках та стиках на підходах до мостів, тунелів та в інших місцях різкої зміни жорсткості колії.

Довготривалі спостереження та випробування на коліях, які

експлуатуються, показали, що малопористий асфальт в практично герметичному шарі майже не схильний до окиснення під дією повітря й води. Він має достатньо низький коефіцієнт теплового розширення та збільшення об'єму. Шар також має достатньо високий модуль пружності, який зберігається тривалий час. Не менш важливо і те, що схильність суміші до розпливання та деформації при високій температурі і до розтріскування при низькій мала, завдяки чому міцність від втоми шару залишається на протязі довгого часу. Також розроблений спосіб підвищення стабільності залізничної колії шляхом підсилення основного майданчика земляного полотна улаштуванням асфальтового покриття по ущільненому шару старого щебеневого матеріалу в підбаластній зоні колії та стрілочних переводів [8]. Асфальтове (асфальтобетонне) покриття фіксує положення основного майданчика, виключає забруднення баласту ґрунтом, що підстеляє, та надлишкове зволоження ґрунту атмосферними опадами, не перешкоджає поровій міграції й випаровуванню вологи, підвищує несучу здатність ґрунтів основного майданчика земляного полотна, в 1,5...2,0 рази збільшує міжремонтні терміни. Надані висновки співпадають з результатами досліджень закордонних авторів [14, 16].

Основним недоліком вищеописаного способу підсилення земляного полотна є відсутність розробленої технології, яка дозволяє при реконструкції укласти шар асфальтового покриття без зняття рейко-шпальній решітки, обмежуючись підйомом колії і вирізкою баласту. Крім того, матеріальні витрати при влаштуванні асфальтового підбаластного шару в порівнянні з альтернативним збільшенням товщини баластного шару вищі на 70...100 %.

Технологія робіт передбачає посилення деформованих насипів шляхом армування їх системою ґрунтоцементних паль, які споруджуються по струменево-змішувальній технології. Така технологія передачі постійних і періодичних зусиль на щільні ґрунти виключає непрогнозовані деформації (осідання). Теоретичною основою для вибору такої технології можуть бути такі фактори:

- шаруватий характер насипу із ґрунтів, що мають різну пористість, щільність і механічний склад;
- товщина шарів ґрунтів може змінюватись по довжині насипу;
- в основі насипу розташовані просадочні ґрунти, які необхідно посилювати;
- неможливість повторного використання ґрунтів.

Армування таких насипів виконується в два етапи. Спочатку утворюють вертикальний екран ґрунтоцементними палями зовнішнього армування насипу при тиску подачі композиту $0,1 \dots 0,15$ МПа, а потім утворюють ґрунтоцементні палі внутрішнього масиву під тиском $0,3 \dots 0,3$ МПа. Така технологія дозволяє виключити необхідність розробки, транспортування і складування великої кількості матеріалу діючого насипу, розвідку і дослідження ґрунту для нового насипу, а також укладення цього ґрунту і шарове укладення, трамбування і ущільнення нового насипу.

Застосування ґрунтоцементних палей для поліпшення насипів дозволяє отримати масив будь-якої міцності за рахунок регулювання кількості композитів, швидкості обертання робочого інструменту і глибина заглиблення в ґрунт [2, 11].

Технологія влаштування ґрунтоцементних палей полягає в механічному перемішування і додатковій гідромоніторній розробці і перемішування ґрунтоцементної суміші, що складають палі. Ґрунтоцементні палі можна формувати як в сухих, так і в вологих ґрунтах. Розрахунок кількості композиту для утворення ґрунтоцементних палей проводиться на основі лабораторних даних. Одним із важливих моментів при виборі струменево-змішувальній технології закріплення порід є вибір і використання закріплюючих розчинів. Закріплюючі розчини повинні відповідати наступним вимогам:

- здатністю не розділятися на шари при нагнітанні;
- водостійкістю, тобто здатністю тужавіти під водою;
- строками тужавлення, що забезпечуються відповідними умовами;
- технологічністю процесу приготування і нагнітання розчину для

закріплення;

- достатньою міцністю на одновісний стиск;
- здатністю перемішуватись з ґрунтами, які необхідно закріпити;
- необхідною водовіддачею після завершення технологічного процесу.

Для улаштування ґрунтоцементних паль використовують портландцемент, шлакопортландцемент, сульфатостійкий цемент тощо. Для забезпечення перемішування суміші і її твердіння використовують пластифікатори, суперпластифікатори, сповільнювачі тужавлення. Кількість добавок повинна бути від 1 % до 4 % від об'єму цементу. Водоцементне відношення підбирається в залежності від геологічних умов, пористості і вологості ґрунту, його гранулометричного складу, а також по результатам виконаних робіт на дослідній ділянці, створення якої є обов'язковим. Всі роботи повинні проводитись в присутності представника проєктної організації і розробника технології.

Ґрунтоцементні палі при необхідності можна армувати по всій довжині, або верхній частині, причому в якості арматури використовують арматурні стержні, металеві каркаси, ферми, швелери і інші матеріали і елементи конструкцій.

Конструкцію з видаленням слабкого ґрунту передбачають в тих випадках, коли розрахунки показують неефективність і високу технологічну складність виконання всіх основних вимог до земляного полотна, що будується на слабкій основі. Як правило, заміна слабкого шару виконується при невеликій довжині ділянки, де необхідно замінити ґрунт.

Проектування конструкції земляного полотна з заміною слабкого ґрунту виконують на основі техніко-економічного обґрунтування способу робіт. Слабкий ґрунт замінюють дренажним ґрунтом (пісок, гравій, мінеральна суміш, суглинок) та влаштовують перепрофілювання земляного полотна із створенням контрбанкетів або берм різного обрису.

Ряд авторів пропонують для укріплення верхньої будови колії виконувати різні матеріали, включаючи пінопласт, підбаластні плити з використанням в'язучих на основі цементів, фосфатів, вапна та інше. Проведені дослідження

дозволили виявити, що в порівнянні з загальними конструкціями колії напруження в підрейковому перерізі знизилися на 15...45 %. Крім того, зменшилися остаточні деформації основного майданчика й просідання колії в цілому.

На угорських залізницях були виконані роботи по створенню закріпленого баластного шару з використанням в'язучого на основі цементу. Дослідження, що проведені в подальшому, показали зниження на 200 % пружних деформацій підрейкової основи й зменшення напружень в 2...3 рази [6, 14]. Разом з тим, не зважаючи на велику ефективність в лікуванні земляного полотна, даний спосіб відрізняється значним подорожчанням робіт, а також зниженням темпів їхнього виробництва в зв'язку з тим, що для закріплення підбаластного шару вказаним способом необхідно знімати рейкошпальну решітку.

Фірма Beratenden Ingenieur ARCADIS Trischler & Partner запропонувала концепцію стабілізації ґрунту земляного полотна засипкою цементу або вапна в нього з метою зниження практично до нуля його осідання [2, 16]. Шляхом стабілізації матеріалів насипу отримують ґрунти з високою когезією, характеристики яких вводять в розрахунки величини осідання. В результаті такий насип можна розглядати як жорстку на вигин балку. Це покращує умови руху поїздів в місцях знаходження насипу понад трубопроводами, водопропускними трубами, зонами із слабкими ґрунтами основи. Одночасно мінімізується довготривале власне осідання, тобто насип динамічно стабілізується. В такому випадку вирішується задача досягнення потрібних характеристик ґрунту шляхом вибору в залежності від виду різних в'язучих та їхньої кількості. Даний метод стабілізації ґрунту апробований при будівництві лінії Ерфурт – Лейпциг / Галле та на одній з ділянок нової лінії Кельн – Рейн/Майн. Компанія ARCADIS Trischler & Partner пропонує цей метод в якості стандартного методу стабілізації для будівництва високошвидкісних залізничних ліній та автомобільних магістралей.

Німецька фірма J. Mobius Van Gesellschaft & Co. запропонувала виготовляти та встановлювати в ґрунт палі особливої конструкції, які сприймають

вертикальні навантаження й передають їх на нижні шари, що полягають нижче з високою несучою здатністю [7]. Технологія створення паль полягає в тому, що в сталеву трубу, яка занурена в ґрунт вібриспособом, закладають попередньо сформований у вигляді рукава геотекстиль. Внутрішній об'єм рукава заповнюють ґрунтом. Наступною операцією є виймання труби й ущільнення засипаного ґрунту, в результаті чого геотекстиль розтягується по колу. По даним цієї фірми можна застосовувати й матеріали з високою міцністю на розтяг.

Дослідження довели, що лежнева конструкція дозволяє знизити навантаження на баласт на 50 % в порівнянні з традиційною конструкцією колії і зменшити її нерівномірне осідання, що характерне для звичайної колії зі шпалами. При цьому навантаження розподіляється більш рівномірно, що в поєднанні з кращою здатністю поздовжньої шпали сприймати нерівномірну щільність баласту повинно в перспективі суттєво підвищити надійність колії. Разом з тим, при використанні лежнів існує проблема, яка пов'язана з шириною колії та недоліками самої конструкції, а також з труднощами при утворенні відводу піднесення рейки на кривих дільницях колії.

У зв'язку з тим, що верхня будова колії на баласті в багатьох відношеннях працює на межі технічних можливостей, для нових високошвидкісних ліній безбаластна колія є реальною альтернативою баластному. В конструкціях безбаластної колії самий слабкий елемент класичної колії, а саме баласт, замінюється з рівномірно розподіленим навантаженням несучою плитою з бетону або асфальту, на котру укладаються рейки. Для експлуатаційних випробувань установа DBAG підібрали майданчики на лінії Rheintalbahnhof між Майнгеймом й Карлсруе, перегін Вагхойзель-Нойлусхайм (ФРН), де припустима швидкість руху поїздів складала 160 км/год, а добова пропускна здатність 100 тис. т. Аналіз результатів випробувань різних варіантів конструкцій безбаластної колії дозволив виявити переваги й недоліки окремих технічних рішень.

До переваг безбаластної колії, як показали довготривалі дослідження в

Японії та Німеччині, відносяться низькі витрати на поточне утримання, мала будівельна висота, що дозволяє споруджувати тунелі меншої висоти. При цьому забезпечуються виключення можливості викиду колії, висока надійність та відсутність необхідності в боротьбі з рослинністю. Недоліки полягають у високих капітальних витратах на модернізацію, а також в необхідності укладання шумопоглинальних покриттів. Крім того, більшість варіантів армування колії відносяться до нового будівництва.

2 ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ ВАРІАНТІВ ПІДСИЛЕННЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

2.1 Варіанти підсилення земляного полотна для двоколійного насипу

Проблема підсилення земляного полотна залізниць безумовно пов'язана з підвищенням їхньої експлуатаційної надійності при реалізації швидкісного та високошвидкісного руху потягів.

Тому для її вирішення необхідно обґрунтувати параметри підсиленого земляного полотна шляхом розглядання як непідсиленої його конструкції, так і основних варіантів підсиленої конструкції. Основні конструкції земляного полотна для двоколійних колій I категорії, які використовують для улаштування основної площадки у відповідних умовах наведені на рис. 2.1-2.7 [8].

Тип 1. Непідсилена конструкція земляного полотна для двоколійного насипу.

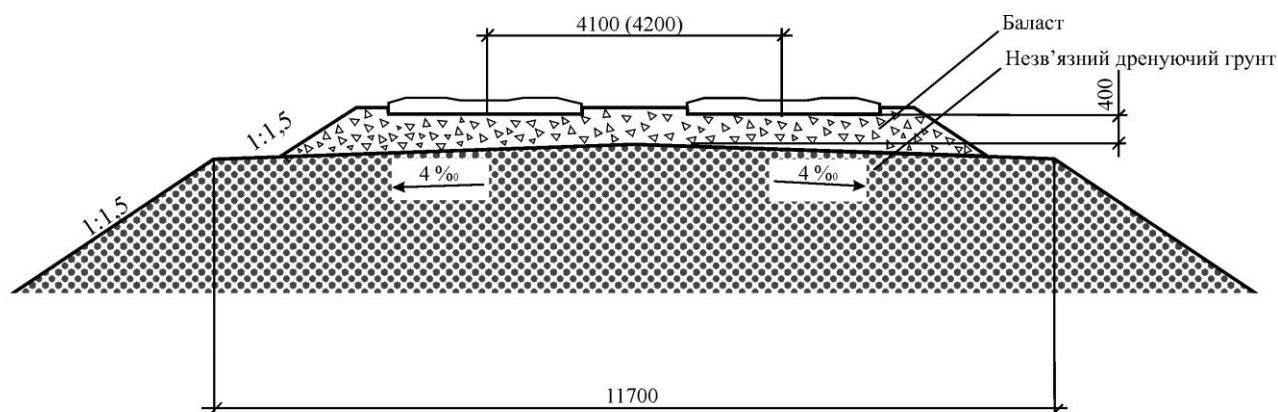


Рисунок 2.1 – Конструкція земляного полотна
для двоколійного насипу (непідсилена)

Конструкцію, наведену на рис. 2.1 застосовують у випадках, коли земляне полотно представлене незв'язними дренажними ґрунтами достатньої міцності, що не допускають морозного пучення. Модуль деформації ґрунту 70...80 МПа.

Верхню будову колії укладають на вирівняну поверхню основної площадки.

Після укладання щебеневого баласту виконують його ущільнення до відповідних значень модуля деформації (100...120 МПа).

Тип 1-а. В конструкції земляного полотна використовують георешітку або геотекстиль для зміцнення баластового шару. Геотекстильні матеріали укладають на вирівняну поверхню основної площадки. Поверх георешітки (геотекстилю) укладають щебневий баласт і рейко-шпальну решітку і після укладання баласт ущільнюють до забезпечення модуля деформації (100...120 МПа) (рис. 2.2). Наданий тип в магістерській роботі не розглядається, оскільки армуванню геосинтетичними матеріалами приділено значна кількість досліджень, а більш оригінальні варіанти укріплення проаналізовані недостатньо.

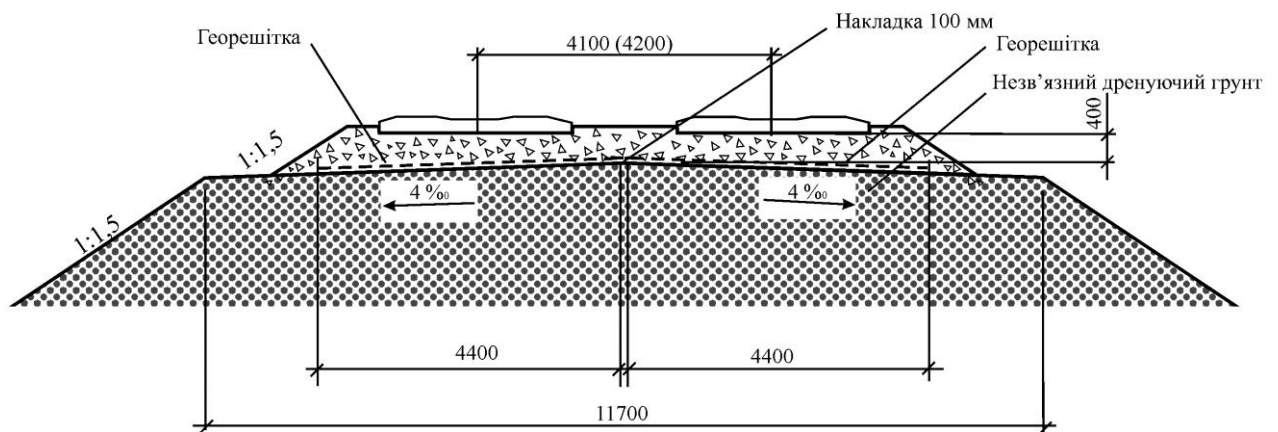


Рисунок 2.2 – Конструкція земляного полотна із георешіткою

Тип 2. В конструкції земляного полотна для захисту від морозного впливу рекомендується використовувати захисний шар із піску товщиною до 0,2 м. Його влаштовують на обох колях і ущільнюють до значення модуля деформації $E=40...45$ МПа і потім укладають щебневий баласт і рейко-шпальну решітку. Баласт ущільнюють вібраційним способом до значення модуля деформації $E=100...120$ МПа (рис. 2.3).

Таким чином, для зв'язних ґрунтів, які допускають морозне пучення і мають недостатню міцність пропонуються конструкції **Типу 2**.

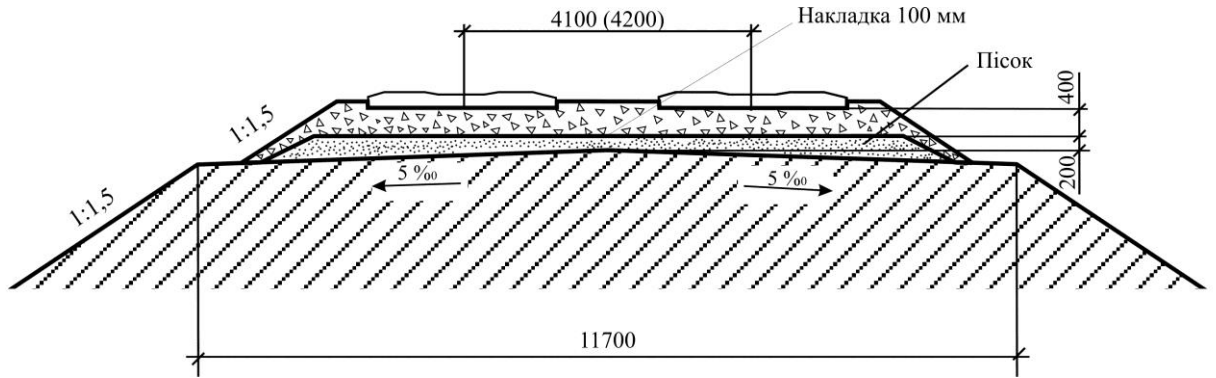


Рисунок 2.3 – Конструкція земляного полотна із піщаним шаром

В деяких конструкціях земляного полотна на заміну слабкого шару застосовується так званий захисний шар із дренуючих матеріалів: піску, щебеню (тип 2-а) або бутового каменю (тип 2-б) мінімальною товщиною 0,15 і максимальною – до 0,8 м (рис. 2.4 і 2.5).

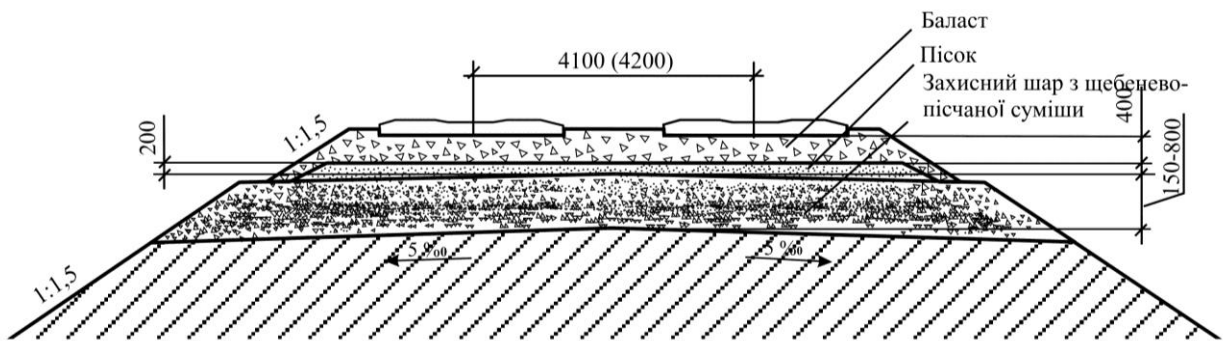


Рисунок 2.4 – Конструкція земляного полотна із захисним шаром із щебеню

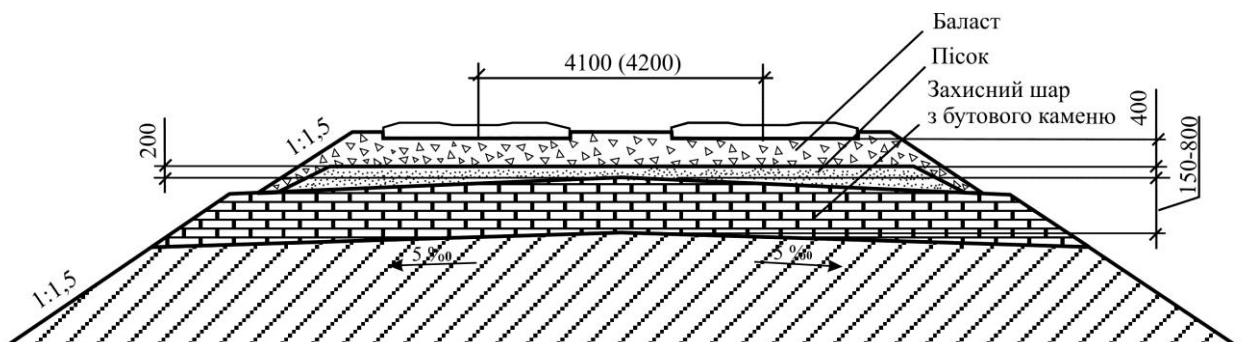


Рисунок 2.5 – Конструкція земляного полотна із захисним шаром із бутового каменю

Роботи по підсиленню виконуються таким чином як і при ремонті одноколіїної дільниці, але з деякими відмінностями. Спочатку влаштовують основну площадку під одну колію, а потім, через декілька років (або місяців) – під другу. Після улаштування захисних шарів, їх ущільнюють до модуля деформації $E=70\dots80$ МПа. Після цього на ущільнений ґрунт укладають щебінь і рейко-шпальну решітку і ущільнюють до нормативних значень.

Тип 3 використовують при наявності слабких ґрунтів основної площадки. Для захисту ґрунтів від вимивання дрібних часток глинистих матеріалів використовують конструкції земляного полотна із застосуванням геотекстильних матеріалів і захисних шарів ґрунту.

Шари геотекстилю або георешітка розташовуються в захисному шарі, збільшуючи несучу здатність конструкції земляного полотна завдяки збільшенню модуля деформації.

Після улаштування основної площадки модуль деформації піщаної подушки повинен бути в межах $40\dots50$ МПа, щебеневого баласту – $100\dots120$ МПа. Ширина стрічки геотекстильних матеріалів під однією колією повинна бути не менше 4,2 м. Укладання стрічок геотекстилю виконується з накладкою між шпалами не менше 0,1 м.

Тип 3-а. При наявності слабких ґрунтів в основній площадці застосовують геомембрану, яка служить для ізоляції основи земляного полотна від попадання в неї води (рис. 2.6) [8].

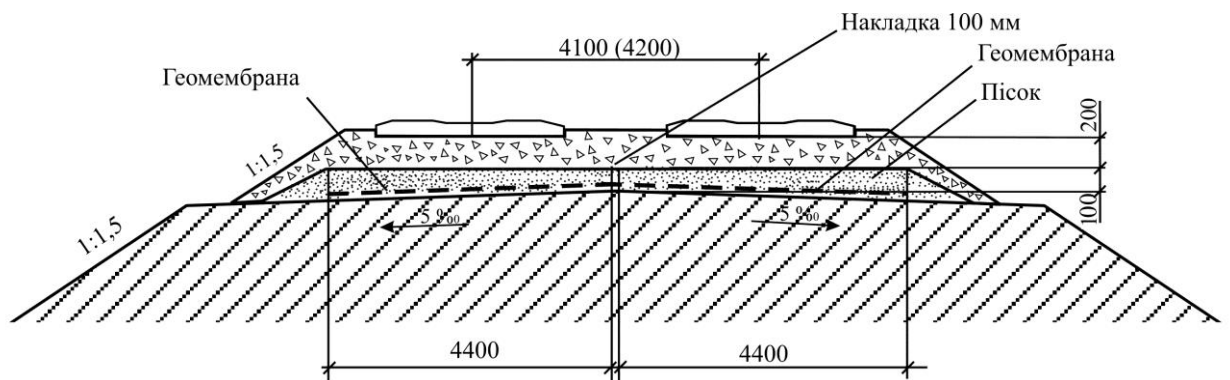


Рисунок 2.6 – Конструкція земляного полотна із геомембраною

Геомембрану із нетканих матеріалів в кілька шарів загальною товщиною 30...50 мм укладають на ґрунтову основу і покривають піщаним шаром товщиною 0,1 м, після чого улаштовану подушку ущільнюють до відповідних значень, як і для одноколійних дільниць.

Тип 3-б використовують при недостатній міцності ґрунтів основної площадки і високих динамічних навантажень на колію і земляне полотно. Пропонується конструкція земляного полотна із захисним шаром піску та противібраційним матом з геотекстильних матеріалів (рис. 2.7). Пісок після укладання необхідно ущільнити до модуля деформації $E=50$ МПа.

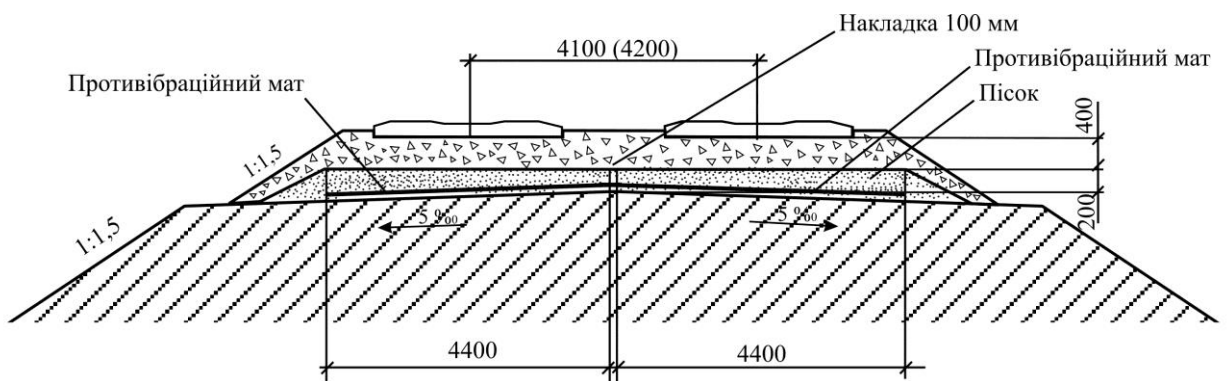


Рисунок 2.7 – Конструкція земляного полотна із захисним шаром піску та противібраційним матом

Тип 3-г. В конструкції земляного полотна рекомендується використання захисного шару із щебенево-піщаної суміші, який укладають на піщаний шар над основною площадкою (рис. 2.8) [7, 8]. Модуль деформації піщаного шару повинен бути 40...45 МПа.

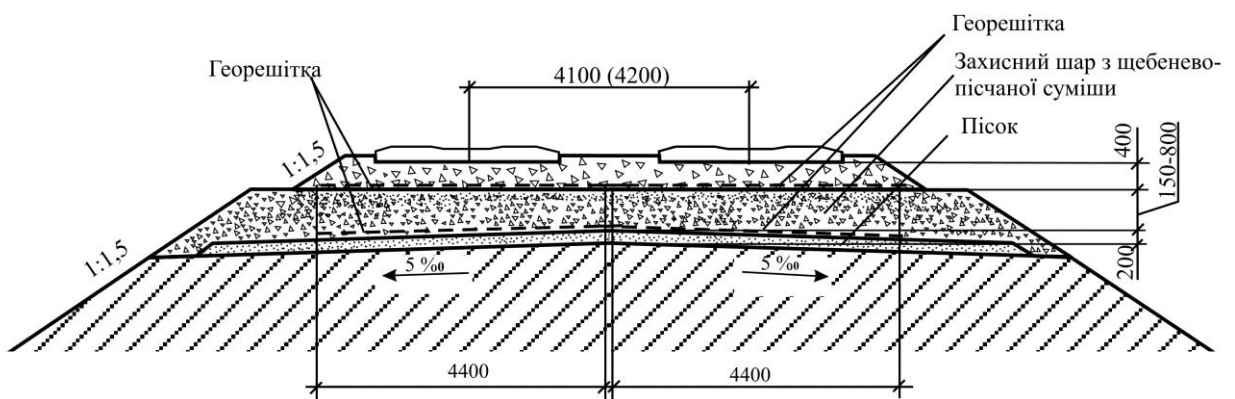


Рисунок 2.8 – Конструкція земляного полотна із двома георешітками і захисним шаром

Модуль деформації захисного шару після ущільнення повинен бути в межах 80...90 МПа. Для його підсилення застосовують геосинтетичні матеріали. На захисний шар укладають рейко-шпальну решітку і щебеневий баласт, який ущільнюють до забезпечення модуля деформації 100...120 МПа.

2.2 Чисельний аналіз варіантів підсилення земляного полотна

Для того, щоб науково обґрунтувати надані раніше варіанти підсилення конструкції земляного полотна, проведено серію чисельних розрахунків з метою з'ясувати варіант із найбільш оптимальними характеристиками та найбільшою стійкістю, міцністю та стабільністю, які пов'язані із загальним НДС залізничного насипу.

Розрахунок НДС конструкцій насипу проводиться із застосуванням МСЕ за допомогою розрахункового комплексу Structure CAD for Windows, version 7.31 R.4 (SCAD) [4, 10].

Модель для розрахунку з метою більшого врахування реальних характеристик об'єкту, що досліджується, прийнята просторовою на основі об'ємних СЕ. Всі геометричні та деформаційні характеристики земляного полотна узяті із нормативних документів. Таким чином, розроблена просторова модель базується на реальних характеристиках земляного полотна двошляхової дільниці, які отримані при спорудженні існуючого насипу.

На рис. 2.9 показана розрахункова схема земляного полотна, яка змодельована у комплексі SCAD.

Загальна кількість вузлів схеми – 19 940 шт. (біля 60 тисяч ступенів волі), кількість скінченних елементів – 17 073 шт. СЕ у схемі прийняті сумісними, тобто всі вузли сусідніх елементів співпадають, що позитивно впливає на точність рішення. Розміри моделі: довжина (основа) – 55,7 м, ширина – 2,28 м, висота – 12,5 м (з яких висота земляного полотна – 10 м).

Розміри СЕ коливаються у межах від $0,30 \times 0,5 \times 0,25$, $0,35 \times 0,5 \times 0,25$ до $0,5 \times 0,5 \times 0,3$ м, тобто СЕ-сітка адекватна розмірам представленої моделі, оскільки вважається, що основний розмір СЕ не повинен перевищувати $1/20$ від

характерного розміру моделі. У схемі застосовані як призматичні СЕ із трикутною основою (у моделюванні відкосу), так і паралелепіпеди (у моделюванні земляного полотна та основи). Призматичні СЕ із трикутною основою перевірені на умови вироджених та «голчастих» елементів, кути трикутника не менше 45° .

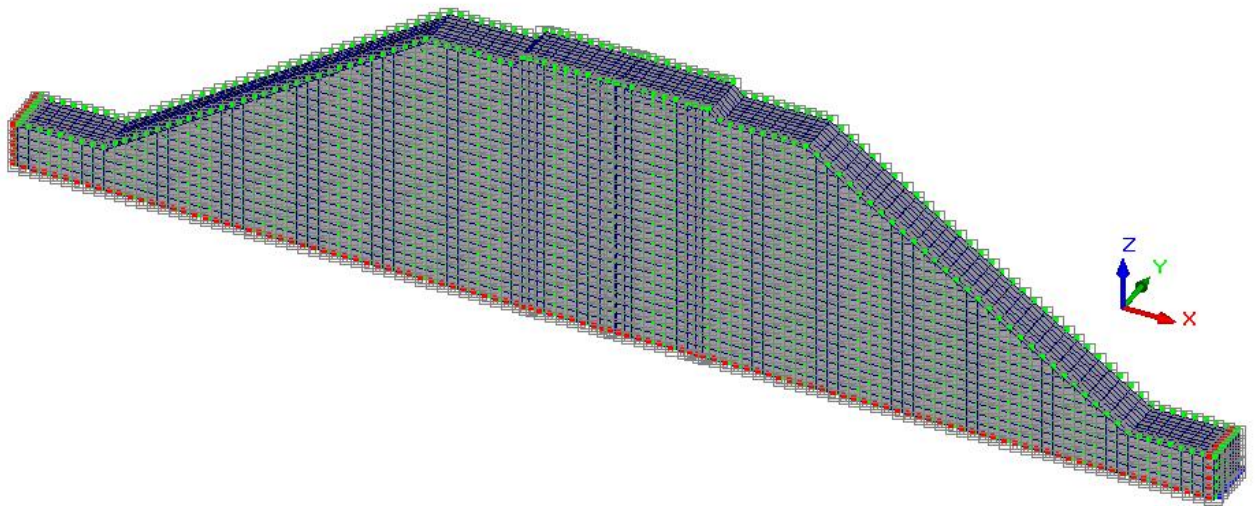


Рисунок 2.9 – Розрахункова схема земляного полотна високого насипу

Відомо, що окрім застосування узгоджених елементів та вірних координатних функцій, треба застосовувати елементи з одним порядком геометричних розмірів [4, 10]. Для цього треба проводити порівняння результатів двох розрахунків – розрахунків земляного полотна із різними розмірами СЕ.

Важливою особливістю МСЕ є збіжність для забезпечення точності отриманих результатів розрахунку поза залежністю від порядку та форми обраних координатних функцій. Координатні функції (апроксимуючі) – це функції, які описують розташування вузлів СЕ у просторі, абстрагуючись від граничних умов, геометрії області, навантаження [10]. При правильно підібраних координатних функціях збіжність МСЕ достатня і результати розрахунку збігаються з результатами розрахунку тестових задач теорії пружності й будівельної механіки з точністю до восьмого знака.

Для забезпечення збіжності скінченно-елементного рішення деякими

авторами розроблені умови збіжності [7, 10]:

1. СЕ повинен бути узгодженим.
2. СЕ повинен задовольняти умову переміщення елемента як жорсткого тіла.
3. СЕ повинен задовольняти критерій незмінності деформацій.
4. Координати функції повинні бути лінійно незалежними.

Крім забезпечення збіжності МСЕ при дослідженні координатних функцій, рядом вчених [4, 7, 10] був проведений аналіз збіжності методу в контексті дискретизаційного процесу. Вплив дискретизації об'єкта на збіжність методу дуже великий і являє собою важливу проблему, яка містить причини точного розрахунку МСЕ.

Під дискретизацією розрахункової області розуміють розбивку її на скінченні елементи. При дослідженні МСЕ застосовують декілька типів СЕ з визначеною кількістю ступенів вільності, геометрією, координатними функціями. Властивості та поведінка таких елементів у процесі розрахунку відомі, теоретично обґрунтовані та апробовані. Проблема складається лише з того, що процес дискретизації має творчий, не систематизований характер [4, 10].

В цій роботі розроблено алгоритм попередньої збіжності МСЕ у залежності від варіації кількості скінченних елементів. Основою алгоритму є графік збіжності МСЕ в залежності від дискретизації, наведений на рис. 2.10.

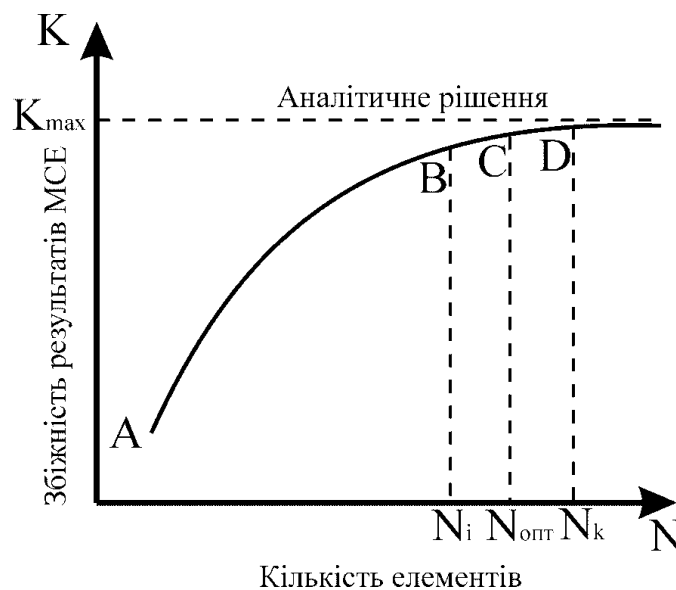


Рисунок 2.10 – Графік залежності збіжності результатів від дискретизації

Із графіка видно, як змінюється збіжність МСЕ і, відповідно, адекватність результатів розрахунку точному аналітичному рішення K_{\max} в залежності від збільшення кількості елементів. На відрізку BCD з відповідними абсцисами N_i , $N_{\text{опт}}$, N_k результати рішення змінюються не сильно; на відрізку АВ збіжність недостатня через малу кількість елементів; на відрізку CD збіжність асимптотично досягає аналітичного рішення і це призводить до високого значення при застосуванні МСЕ.

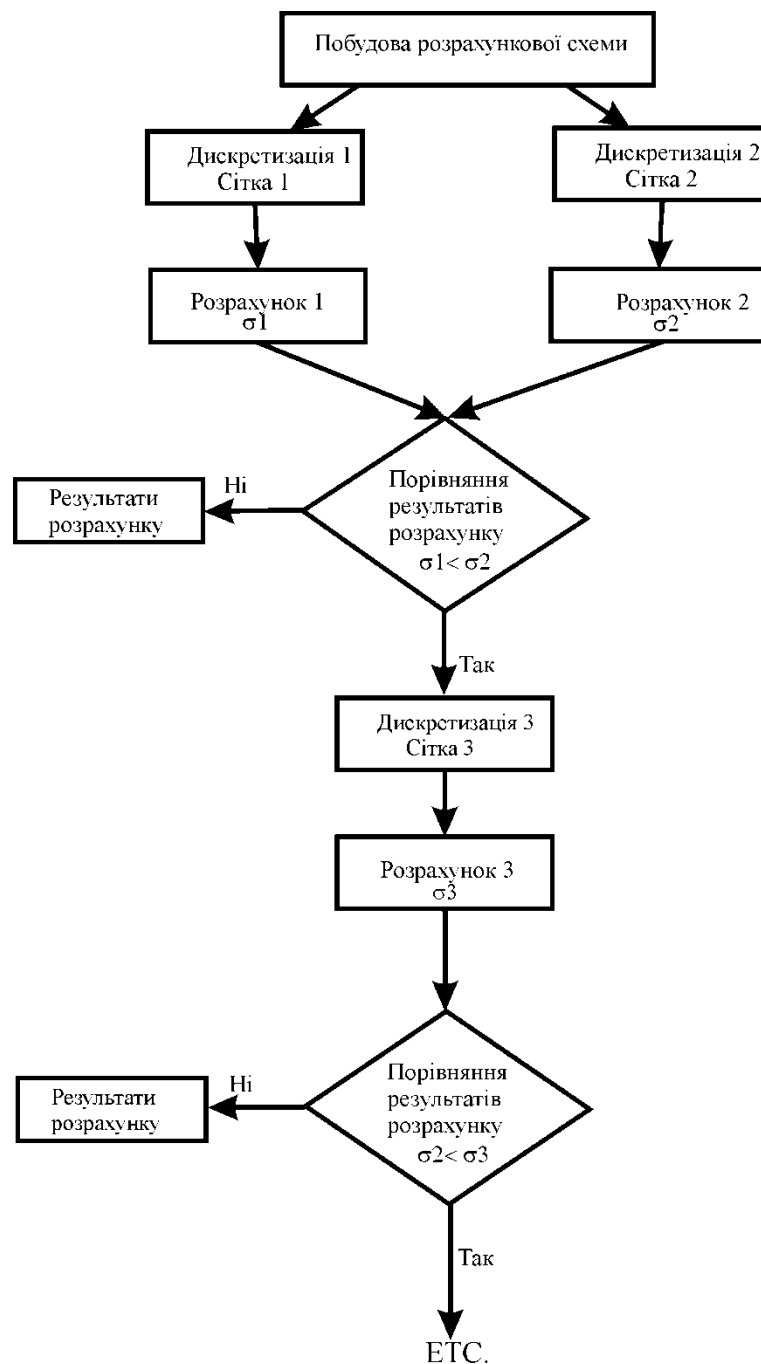


Рисунок 2.11 – Алгоритм попереднього пошуку оптимальної кількості СЕ

На рис. 2.11. наведено загальний алгоритм попереднього пошуку оптимальної кількості СЕ. Без сумніву, цей алгоритм є лише попереднім етапом приблизної дискретизації і результати аналізу повинні порівнюватися з даними експериментів та спостережень, але його уведення дозволяє виключити грубі помилки при дискретизації моделі.

Питання вибору форми й типу СЕ тісно пов'язане з проблемою впливу дискретизації на результати розрахунку МСЕ. Задовільно повне порівняння різних типів СЕ наведено в роботі [10], але висновок про використання СЕ з великим числом ступенів вільності замість простих скінченних елементів дуже категоричний. Вибір форми й типу СЕ залежить від умов його використання, існування, від бажаних результатів розрахунку.

У якості розрахункової схеми приймається частина земляного полотна по довжині, яка дискретизується прямокутними і трикутними скінченними елементами пластинчастої чи об'ємної форми. Для отримання найбільшої збіжності методу у всіх розрахунках треба застосовувати лише узгоджені елементи. Під терміном «узгоджений» розуміється елемент, вузли якого співпадають з вузлами іншого елемента [10].

На схему накладені граничні умови: понизу моделі – заборона переміщення по всім трьом осям X , Y та Z , по боках основи – заборона по осях X та Y , по поперечних сторонах моделі – заборона по осі Y (умова плоскої деформації). Верх та відкоси моделі вільні від граничних умов.

Деформаційні характеристики обрані у відповідності із дослідженими ґрунтами земляного полотна:

Жорсткість 1: суглинок щільний, питома вага $\gamma=20,0$ кН/м³, модуль пружності $E=30\ 000$ кПа, коефіцієнт Пуасону $\nu=0,3$;

Шар 2 – щебінь, питома вага $\gamma=23,0$ кН/м³, модуль пружності $E=100\ 000$ кПа, коефіцієнт Пуасону $\nu=0,3$;

Шар 3 – залізобетон шпали, питома вага $\gamma=25,0$ кН/м³, приведений модуль пружності $E=3,51 \cdot 10^7$ кПа, коефіцієнт Пуасону $\nu=0,03$.

У ролі навантаження моделі було прийнято локомотивне, вага на вісь

прийнята рівною нормативній вазі від локомотиву ($P=20$ т·с) із урахуванням коефіцієнту динамічності $\mu=1,25$, тобто вага на шпалу складає 30 т·с. На рис. 2.12 показано розташування навантажень першій схемі на головній площадці насипу. Навантаження на ось локомотиву розподілене по ширині шпали, на яку воно приходить, причому воно розподілене по 12-ти вузлах СЕ, які входять до геометричного місця розміщення шпали і складає 20,83 кН.

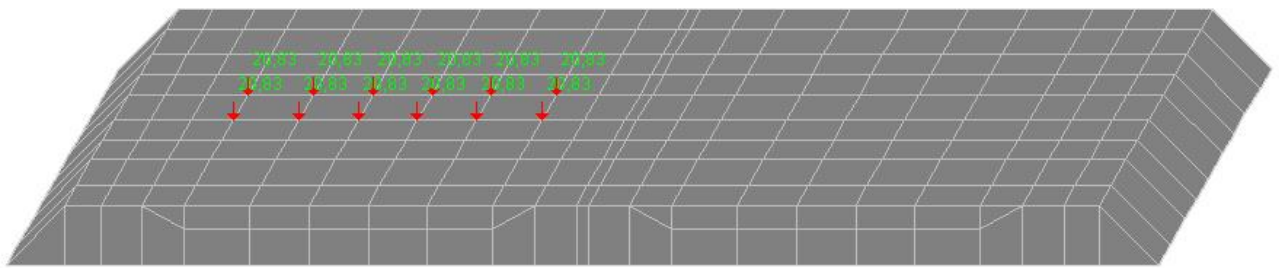


Рисунок 2.12 – Розташування навантажень на верхню будову колії (ВБК)

Було прийнято дві схеми завантаження СЕ-моделі:

- 1 схема – локомотив без додатку власної ваги земляного полотна;
- 2 схема – навантаження лише власною вагою.

2-а схема навантаження надається для контролю переміщень та напружень в моделі, які викликані власною вагою земляного полотна, та тих же факторів від поїзного навантаження.

Специфічною особливістю роботи земляного полотна є сприйняття ним динамічних дій від рухомого транспорту (потягу). Такі дії істотно ускладнюють розрахунки НДС його основи зважаючи на необхідність обов'язкового обліку не тільки силової, але і інерційної складової. Динамічні дії викликають хвильові коливання, як земляного полотна, так і основи, на якому воно встановлене. Найчастіше для даних транспортних споруд насип (земляне полотно) є тією частиною системи, яка сприймає коливання від рухомого джерела, що є у багатьох випадках залізничним складом.

Слід зазначити, що складність поведінки земляного полотна при динамічних навантаженнях істотно вище ніж при статичних, причому в розрахунках НДС

основ вимагається оцінювати вплив багатьох чинників, які не враховуються в статичних розрахунках. Існуючі аналітичні положення розділяють область динамічних розрахунків на динаміку споруд і динаміку ґрунтів. Такий розподіл застосовується і для статичних розрахунків основ, хоча воно і є значним спрощенням реальної роботи системи «потяг–земляне полотно–основа». Застосування сумісного підходу дотепер не знайшло широкого розповсюдження унаслідок складності одночасного аналізу всіх частин системи, яка у разі динамічної дії істотно підвищується. Разом з тим, прагнення до досягнення розрахункових показників, більш адекватних реальним параметрам НДС, примушує знаходити деякі способи урахування як статичних, так і динамічних дій на земляне і ґрунтову основу.

Основним недоліком сучасного підходу до дослідження поведінки споруди і основи є обмежена інформація про поведінку ґрунтової основи при її достатньому об'ємі про саму споруду. Особливість цього підходу дає точніші результати у визначенні динамічних характеристик споруди, але недостатнє знання деформованого стану при динамічних діях на транспортні споруди веде до негативних наслідків при їхньому проектуванні. Крім того, відсутність прогнозу ситуації приводить до проектування нераціональної конструкції.

Разом з тим, отримання достатнього об'єму аналітичних даних про динамічну поведінку споруди шляхом визначення його амплітудно-частотних характеристик і форм коливань не завжди супроводжується отриманням достатньої кількості даних про діючі силові чинники в споруді і основі, тобто визначення напружень і деформацій відходить якби на другий план. Така ситуація приводить до одностороннього розуміння поведінки системи «потяг–земляне полотно–основа», що, у свою чергу, супроводжується неповним обліком специфічних властивостей основи, невірним проектуванням і ускладненою експлуатацією транспортних споруд.

Рішення задач динаміки споруд і ґрунтів за допомогою МСЕ відкриває нові можливості для аналізу системи «потяг–земляне полотно–основа». Достатньо теоретично розроблена динамічна задача МСЕ [4, 10] дозволяє проводити

динамічний аналіз (визначення характеристик власних коливань) і аналіз динамічних параметрів НДС при вимушених коливаннях, причому спектр дій може бути достатньо широкий: періодичні навантаження, імпульсні і ударні дії з різним видом імпульсу і часом його дії, сейсмічна дія. Істотною перевагою МСЕ є можливість як аналізу специфічних динамічних параметрів (аналіз частот і форм коливань), так і аналіз НДС досліджуваної споруди при тих же навантаженнях.

Слід зазначити, що, через складність реалізації динамічних параметрів, навіть при моделюванні МСЕ, рішення задачі взаємодії в системі «потяг–земляне полотно–основа» в динамічній постановці не завжди можливе із забезпеченням високої достовірності і адекватності дійсності. В більшості випадків рішення такої задачі не вимагається, що обґрунтоване невисокими швидкостями проїзду транспортних засобів. У даних випадках статичної постановки дослідження достатньо, але слід провести ґрунтовний аналіз динамічних дій і обґрунтовано довести невисокий ступінь їх впливу. Якщо ж динамічна складова серйозно впливає на загальну картину поведінки транспортної споруди, то її облік обов'язковий, як у випадку підвищення швидкості руху.

Основним недоліком застосування МСЕ при аналізі динамічних характеристик і параметрів НДС системи «потяг–земляне полотно–основа» є відсутність достатнього теоретичного обґрунтування сумісної поведінки всіх її частин під дією динамічного навантаження. Але даний недолік властивий швидше не теоретичним основам МСЕ, а можливостям інтерпретації земляного полотна і його поведінки під дією динамічного навантаження. Таким чином, недостатній об'єм досліджень і застарілі моделі основ вимагають знаходження нових шляхів рішення цієї проблеми.

Реалізація динамічних властивостей МСЕ земляного полотна і основи відрізняється деякими специфічними особливостями, які виділяють цілий ряд задач динамічного характеру в окрему область розрахунків. Особливу складність цих задач бачать в аналізі як статичних параметрів – напружень і

деформацій, так і динамічних характеристик – амплітуд і частот коливань, властивих різним їх формам, тому надалі більше уваги буде приділятися саме динамічному НДС, ніж параметрам коливань.

Важливо також відзначити, що проблема приєднаних мас ґрунту недостатньо вивчена і часто опускається в динамічних розрахунках, причому моделі основи є безінерційними. Проте слід зазначити, що складність поведінки споруд і ґрунтових основ при динамічних навантаженнях істотно вище, ніж при статичних, причому в розрахунках НДС основ вимагається оцінювати вплив багатьох чинників, які не враховуються в статичних розрахунках.

Суть динамічного аналізу земляного полотна полягає у відшуканні форм вільних коливань, які відповідають деякому розподілу деформацій в конструкції при певній частоті і прив'язці до них загального напруженого стану.

В даній магістерській роботі надалі уводяться наступні положення, на основі яких розроблено алгоритм розрахунку:

1. Постановка задачі – просторова. Така постановка ні в якому разі не надлишкова, тому що доведено, що при дослідженні земляного полотна із рейко-шпальною решіткою просторовий фактор відіграє першорядну роль у формуванні й розвитку НДС.

2. Вихідні дані про частини системи «земляне полотно–основа» – натурні та експериментальні. Застосування таких даних – основа побудови моделі, найбільш адекватної дійсному об'єкту. Дослідження і розрахунки з даними, узятими з численних таблиць, подібних інженерно-геологічних умов тощо, повинні мати статус попередніх. З цього припущення випливає, що основний недолік МСЕ – застосування методу тільки для індивідуальних досліджень і відсутність екстраполяції даних одного розрахунку на інші – перетворюється в його перевагу.

3. Безперервний процес зміни властивостей ґрунтового масиву під навантаженням і в часі замінюється дискретним (принцип дискретних станів).

4. Інтерпретація ґрунтового масиву – пружно-пластична. Власне кажучи,

саме це припущення і є основним у спробі більш повного відображення дійсності у випадку дослідження її МСЕ.

Алгоритм розрахунку земляного полотна в ПОК SCAD є наступним:

1. Створити робочий файл комплексу SCAD.
2. Зайти у розділ комплексу «Расчетная схема».
3. Зайти у закладку «Схема» та провести генерацію схеми земляного полотна згідно наданих у Методиці рекомендацій, задати їй реальну жорсткість.
4. Вийти із закладки «Схема» та зайти у закладку «Назначения» та поставити зв'язки у вузлах, якщо треба – коригувати жорсткість схеми.
5. Вийти із закладки «Назначения» та зайти у закладку «Загружения». Виконати операцію по прикладенню навантаження.
6. Виконати модифікацію проекту та виконати його розміщення на вінчестеру.
7. Вийти у дерево проекту.
8. Виконати розрахунок під закладкою «Нелинейный».
9. Зайти у «Результаты».
10. Провести аналіз результатів у закладці «Графический анализ».
11. Виконати печать таблиць для отримання печатних даних.
12. Закрити робочий файл комплексу SCAD.

2.3 Чисельний аналіз непідсиленого земляного полотна (Варіант 0)

Усі геометричні розміри та загальні навантаження на модель зберігаються та контролюються у ході виконання розрахунку, що можливе у застосованому розрахунковому комплексі. Надана розроблена модель за **Типом 1** (рис. 2.1) приймається як базовий контрольний варіант (Варіант 0), з яким в подальшому порівнюються інші варіанти розрахунків із зміненою конструкцією земляного полотна.

Результатами розрахунку являються загальні переміщення та напруження у моделі по осям X та Z , причому нижченаведені результати показують

характерну картину їхнього розподілу в земляному полотні.

На рис. 2.13-2.17 наведені результати розрахунку МСЕ земляного полотна із поїзним навантаженням (Варіант 0).

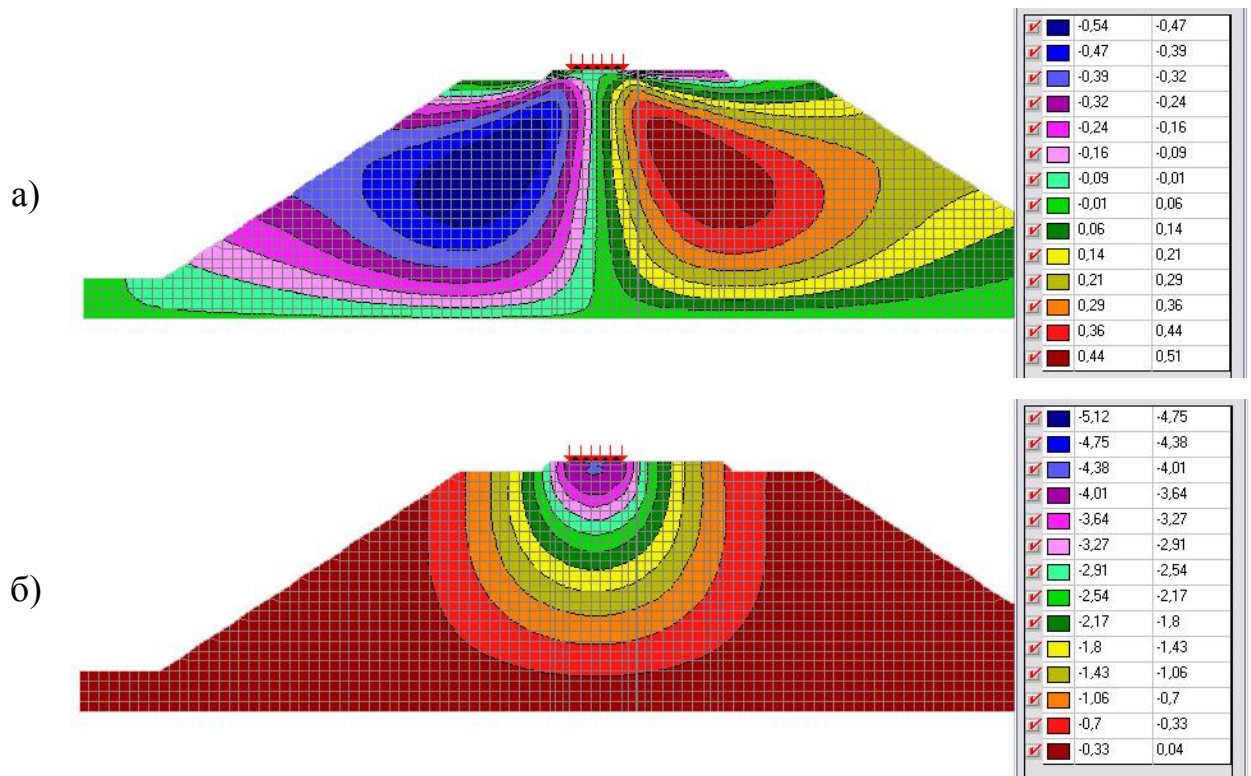


Рисунок 2.13 – Ізолінії та ізополя переміщень у випадку Варіанту 0,

1-а схема завантаження:

а) переміщення по осі X (горизонтальна);

б) переміщення по осі Z (вертикальна)

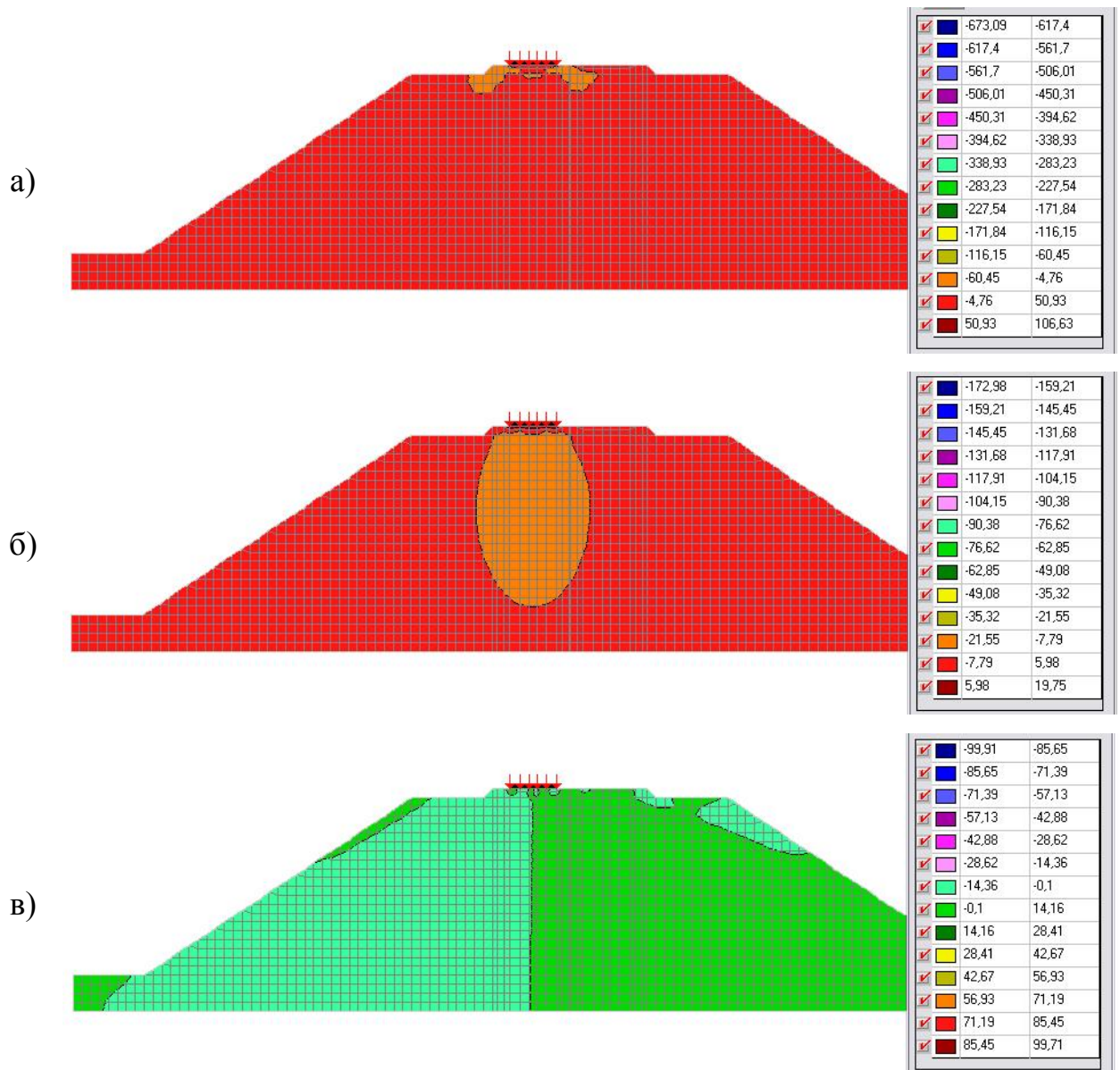


Рисунок 2.14 – Ізолінії та ізополя напружень у випадку Варіанту 0,
 1-а схема завантаження: а) нормальні напруження по осі X (горизонтальна);
 б) нормальні напруження по осі Z (вертикальна);
 в) дотичні напруження в площині XZ

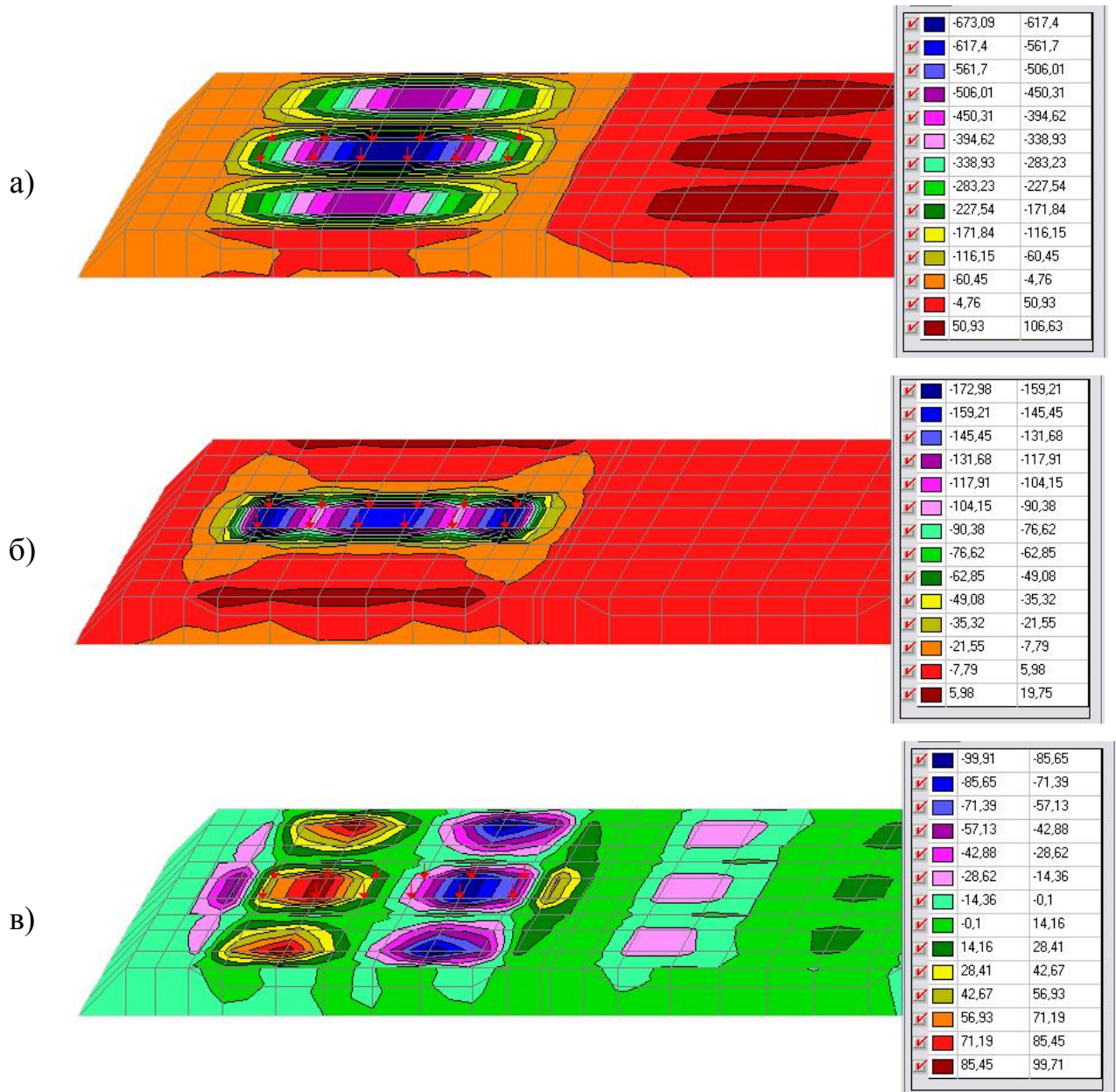


Рисунок 2.15 – Ізолінії та ізополя напружень у ВБК

у випадку Варіанту 0,

1-а схема завантаження:

- а) нормальні напруження по осі X;
- б) нормальні напруження по осі Z;
- в) дотичні напруження в площині XZ

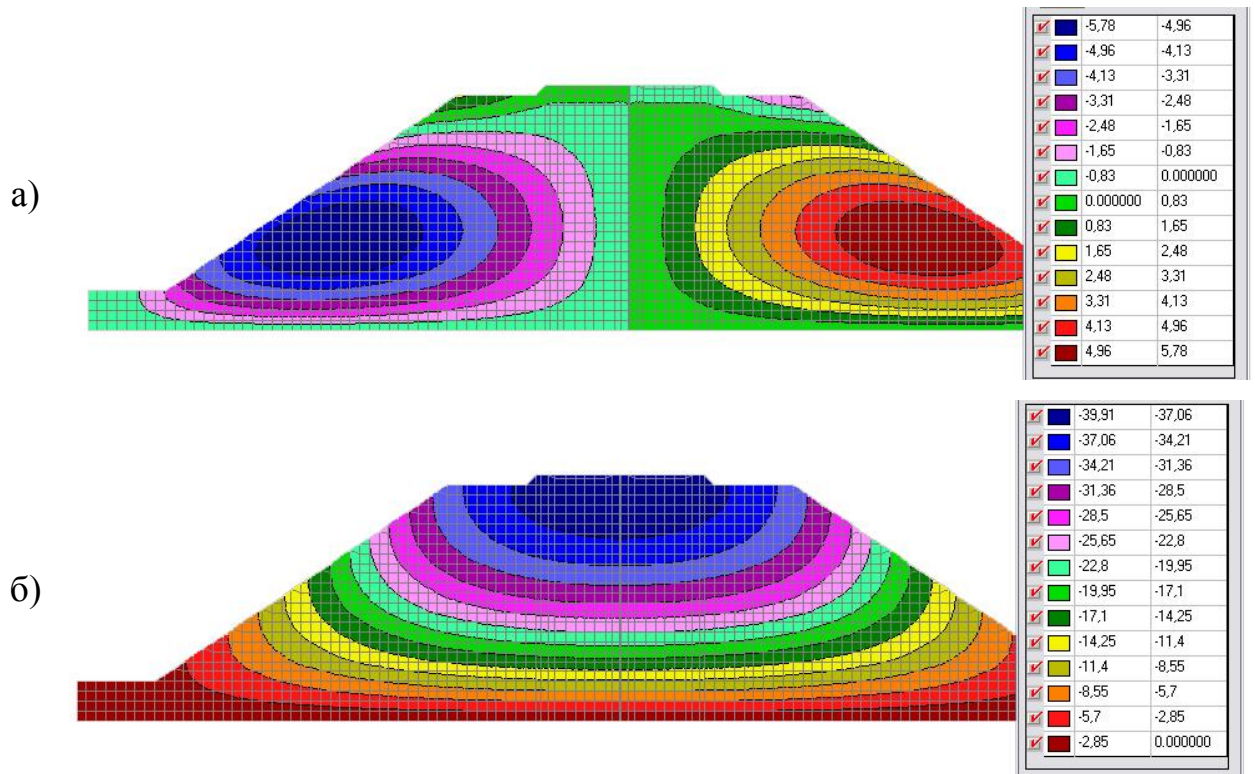


Рисунок 2.16 – Ізолінії та ізополя переміщень у випадку Варіанту 0,
 2-а схема завантаження: а) переміщення по осі X (горизонтальна);
 б) переміщення по осі Z (вертикальна)

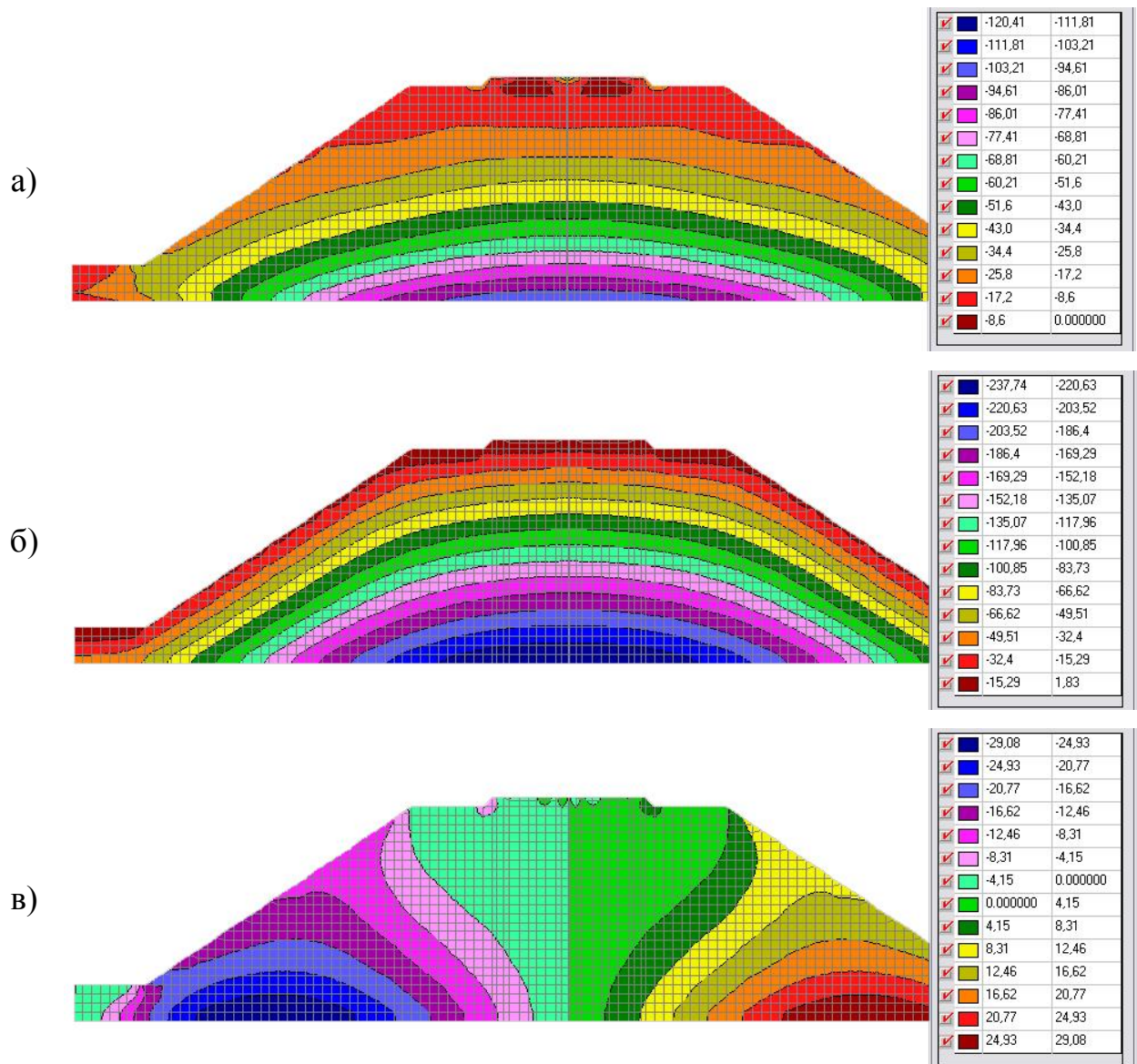


Рисунок 2.17 – Ізолінії та ізополя напружень у випадку Варіанту 0,

2-а схема завантаження:

а) нормальні напруження по осі X (горизонтальна);

б) нормальні напруження по осі Z (вертикальна);

в) дотичні напруження в площині XZ

2.4 Чисельний аналіз підсиленого земляного полотна (Варіант 1)

В якості першого варіанту для дослідження узято варіант зміни конструкції земляного полотна із розміщенням в ньому шару з більшими деформаційними

характеристиками, наприклад, бутового каменю. Конструкція земляного полотна показана на рис. 2.5 (тип 2-б).

Для дослідження Варіанту 1 базова модель (Варіант 0) була змінена у відповідності до деформаційних властивостей земляного полотна із збільшеними деформаційними властивостями.

Відповідно до жорсткостей по Варіанту 0 додалася Жорсткість 4 – бутовий камінь (товщина шару – 0,5 м): питома вага $\gamma=25,0$ кН/м³, модуль пружності $E=150\,000$ кПа, коефіцієнт Пуасону $\nu=0,3$. Всі інші характеристики моделі (граничні умови, навантаження та їхнього сполучення) залишилися відповідно до моделі Варіанту 0 незмінними. На рис. 2.18-2.20. наведені результати розрахунку моделі по Варіанту 1.

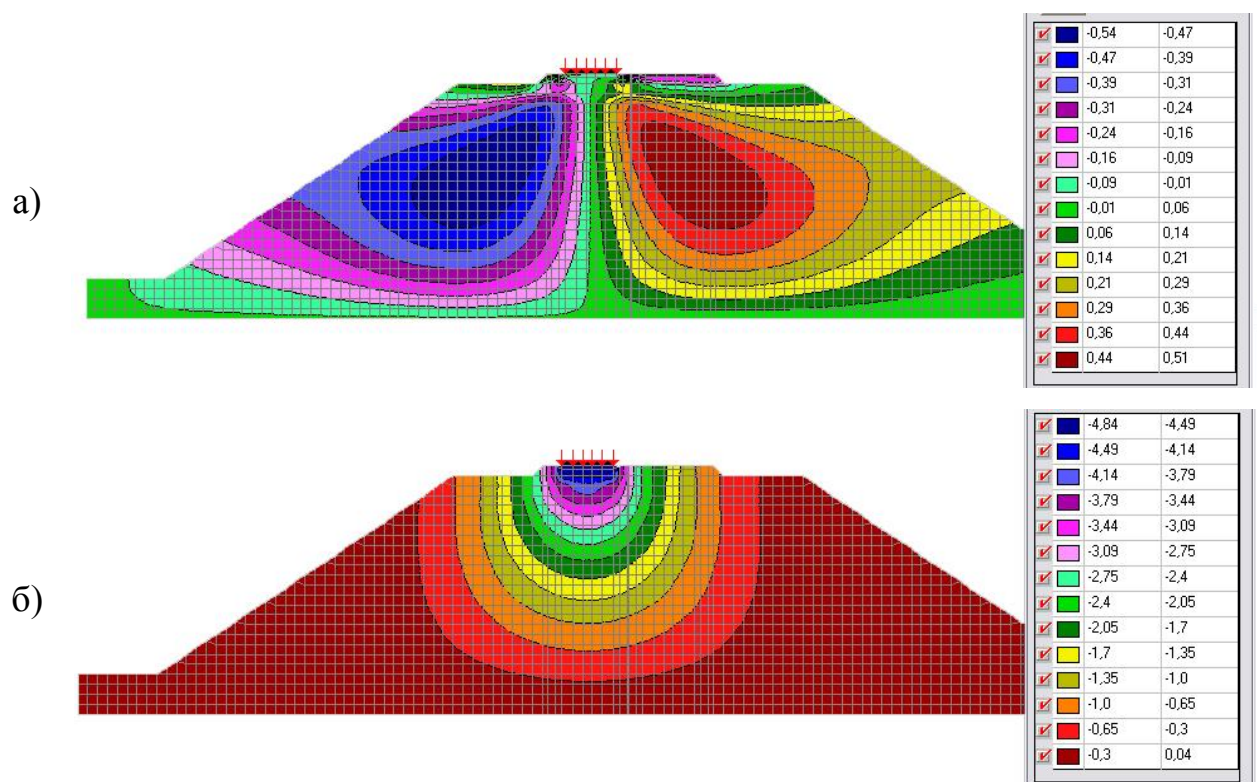


Рисунок 2.18 – Ізолінії та ізополя переміщень у випадку Варіанту 1,

1-а схема завантаження:

а) переміщення по осі X (горизонтальна);

б) переміщення по осі Z (вертикальна)

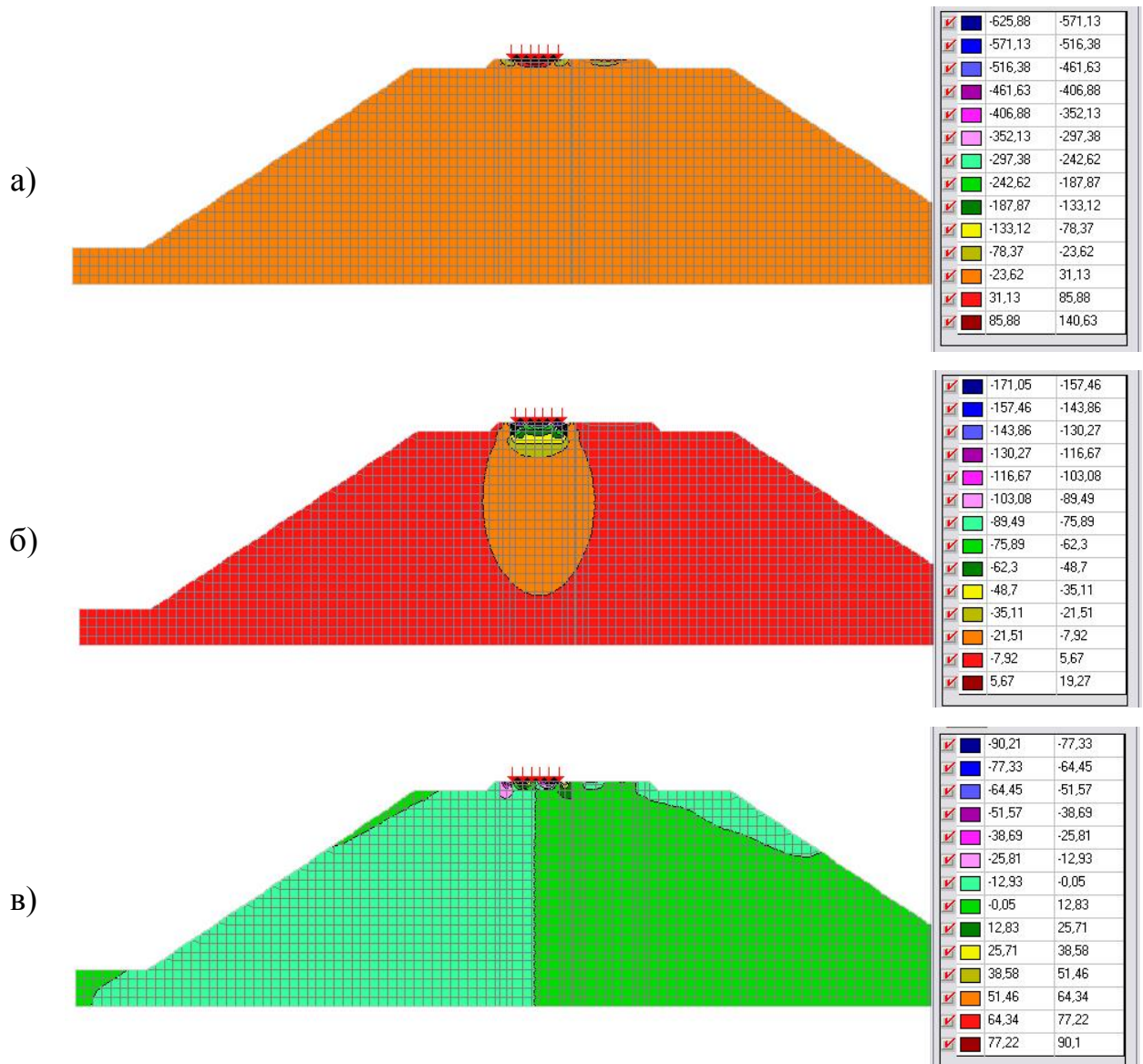


Рисунок 2.19 – Ізолінії та ізополя напружень у випадку Варіанту 1,

1-а схема завантаження:

а) нормальні напруження по осі X (горизонтальна);

б) нормальні напруження по осі Z (вертикальна);

в) дотичні напруження в площині XZ

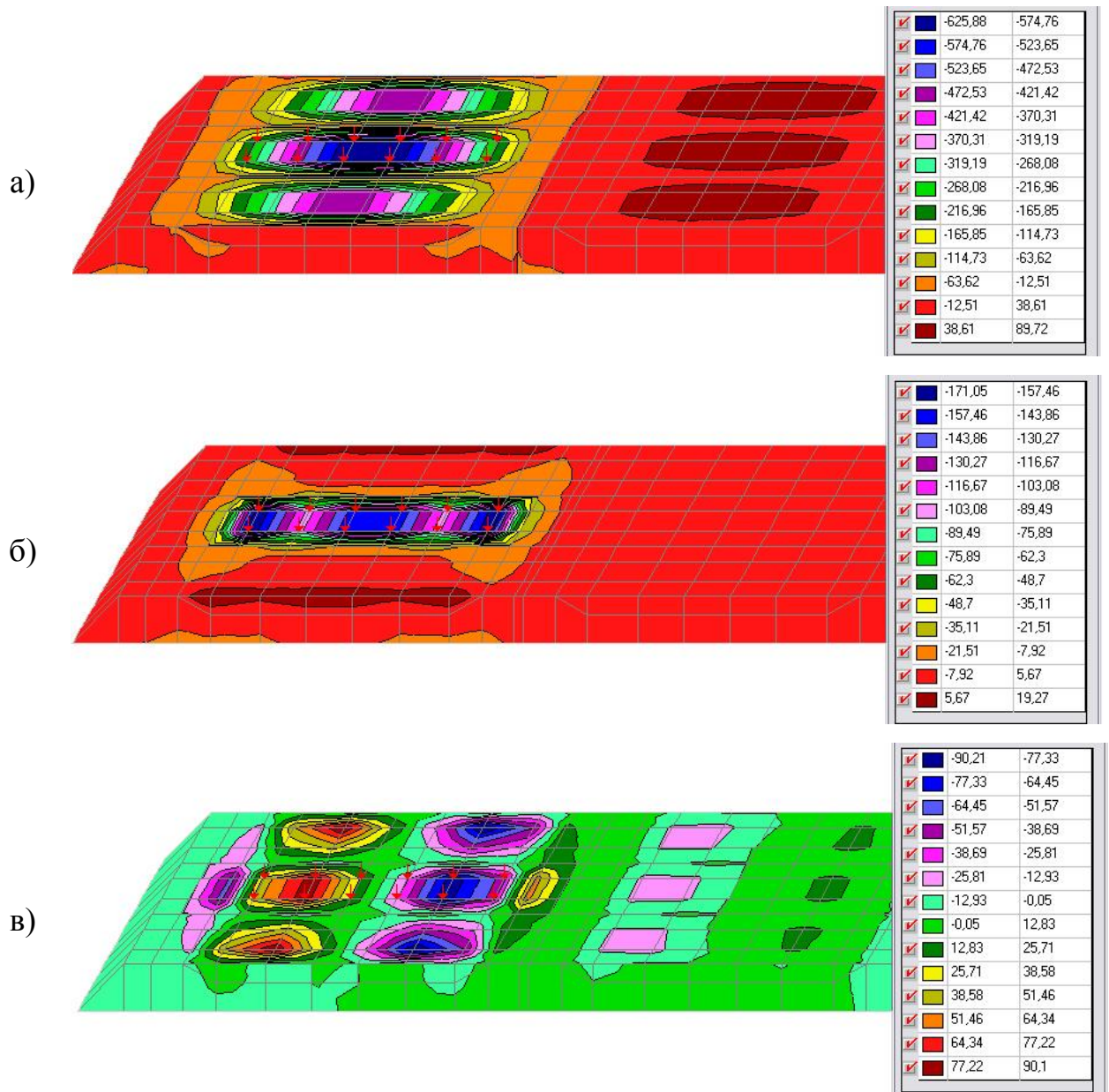


Рисунок 2.20 – Ізолінії та ізополя напружень у ВБК

у випадку Варіанту 1, 1-а схема завантаження:

- а) нормальні напруження по осі X; б) нормальні напруження по осі Z;
в) дотичні напруження в площині XZ

2.5 Чисельний аналіз підсиленого земляного полотна (Варіант 2)

В якості другого варіанту підсилення для дослідження взято варіант зміни конструкції земляного полотна із розміщенням в ньому шару із ущільненого щебеню (тип 2-а) з більшими деформаційними характеристиками, конструкція

земляного полотна показана на рис. 2.4.

Для дослідження Варіанту 1 базова модель (Варіант 0) була змінена у відповідності до деформаційних властивостей земляного полотна із шаром із збільшеними деформаційними властивостями.

Відповідно до жорсткостей по Варіанту 0 додалася Жорсткість 4 – ущільнений ґрунт (товщина шару – 0,5 м): питома вага $\gamma=24,0 \text{ кН/м}^3$, модуль пружності $E=80\,000 \text{ кПа}$, коефіцієнт Пуасону $\nu=0,3$. Всі інші характеристики моделі (граничні умови, навантаження та їхнього сполучення) залишилися відповідно до моделі по Варіанту 0 незмінними. На рис. 2.21-2.23 наведені результати розрахунку моделі по Варіанту 2.

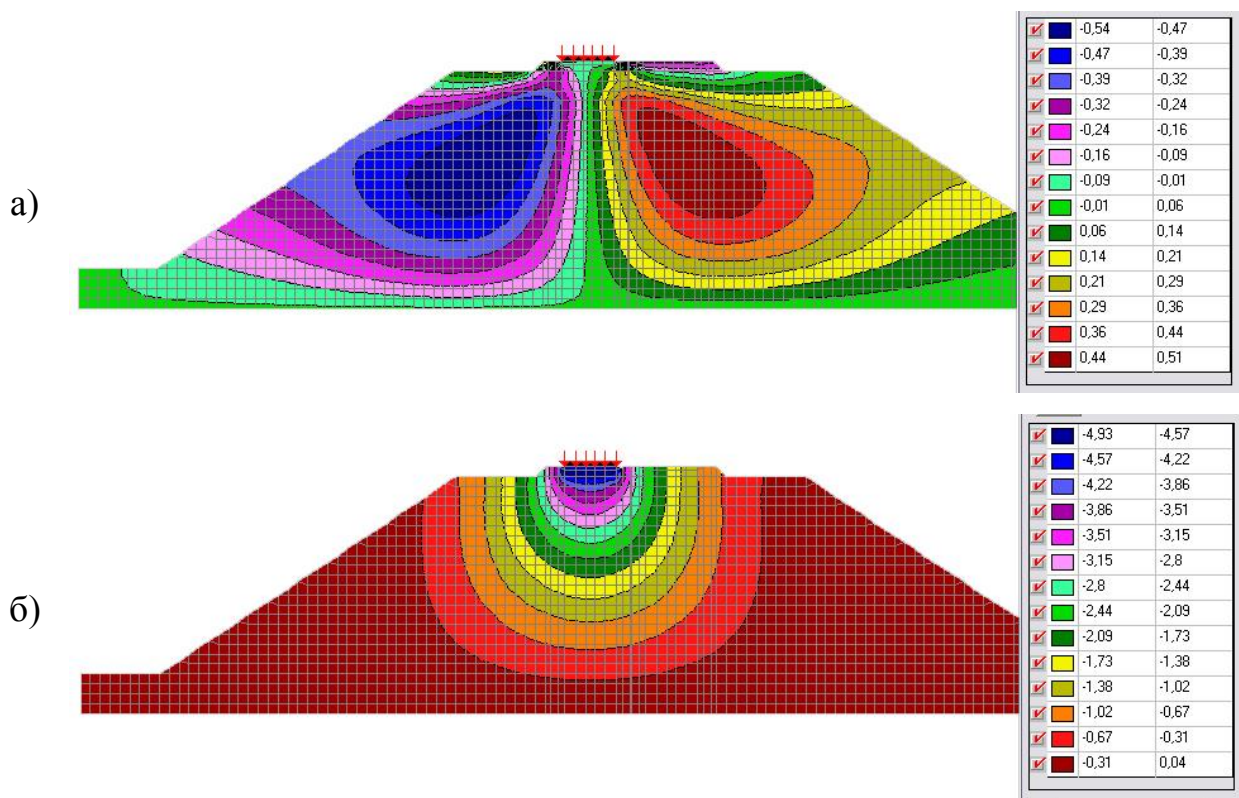


Рисунок 2.21 – Ізолінії та ізополія переміщень у випадку Варіанту 2,

1-а схема завантаження:

а) переміщення по осі X (горизонтальна);

б) переміщення по осі Z (вертикальна)

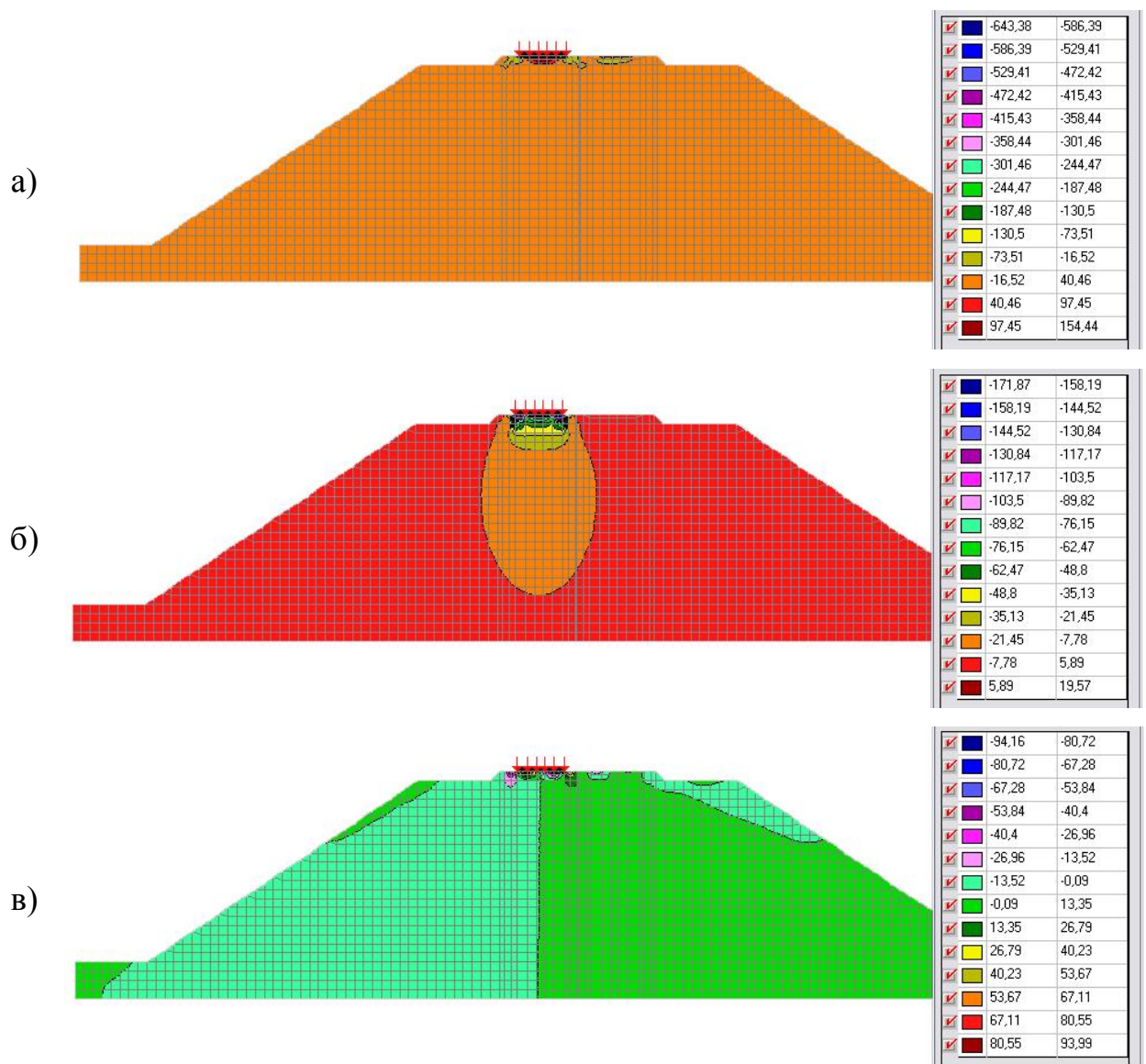


Рисунок 2.22 – Ізолінії та ізополя напружень у випадку Варіанту 2,

1-а схема завантаження:

а) нормальні напруження по осі X (горизонтальна);

б) нормальні напруження по осі Z (вертикальна);

в) дотичні напруження в площині XZ

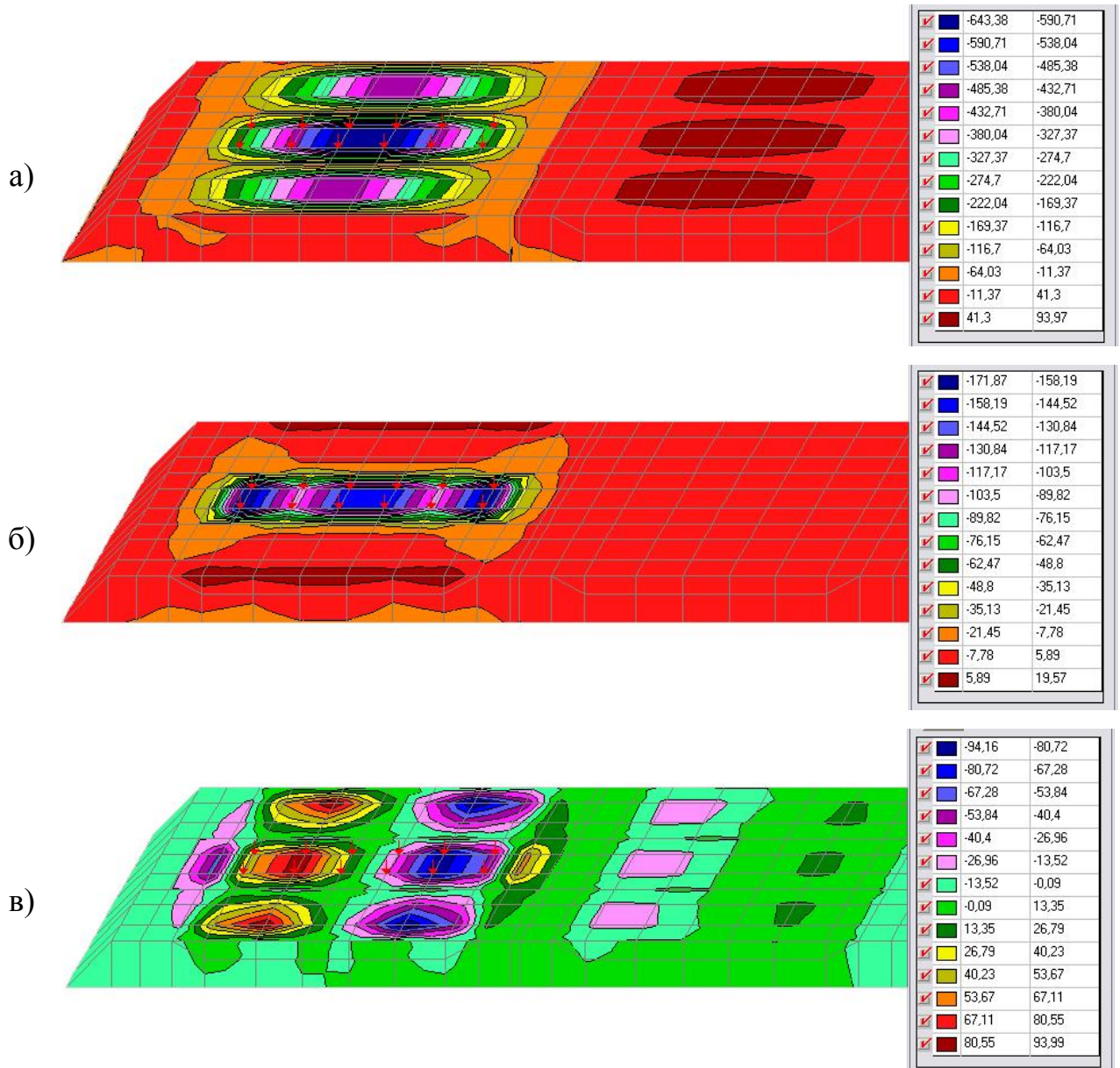


Рисунок 2.23 – Ізолінії та ізополя напружень у ВБК

у випадку Варіанту 2, 1-а схема завантаження:

а) нормальні напруження по осі X; б) нормальні напруження по осі Z;

в) дотичні напруження в площині XZ

3 ОБҐРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ ПІДСИЛЕНОГО ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА НА ОСНОВІ ОТРИМАНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ

Після проведених розрахунків варіантів підсиленої конструкції насипу, проведено порівняльний аналіз напружено-деформованого стану Варіантів 1 і 2 з Варіантом 0, тобто обґрунтування параметрів підсиленого земляного полотна (європейського варіанти), метою якого є з'ясування впливу оригінальних конструктивних рішень підсилення конструкції земляного полотна на загальну поведінку насипу.

Аналіз НДС насипу з однорідного матеріалу у випадку 2-ої схеми завантаження (власна вага насипу) свідчить про те, що розподіл ізополів та ізоліній переміщень (рис. 2.16, а) і б) і напружень (рис. 2.17, а) і б) близький до аналітичного, і це підтверджує вірність розробленої СЕ-моделі та її адекватність аналітичним рішенням. Картини переміщень та напружень симетричні, без флуктуацій, що доводить вірність дискретизації розрахункової області на скінченні елементи та високу збіжність скінченно-елементного рішення.

Відповідно до уявлень про деформування шаруватих середовищ із різними за величиною деформаційними характеристиками (зокрема, модулем пружності E), на границі шарів щебеню баластної призми та суглинку тіла насипу відмічаються зони невеликої концентрації напружень та якісної зміни їх ізополів (рис. 2.17, а) – ізополе із значенням напруження $-8,6 \text{ кН/м}^2$ ($0,0086 \text{ МПа}$) та рис. 2.17, б) – викривлення ізополя із напруженням $-15,29 \text{ кН/м}^2$ ($0,0153 \text{ МПа}$) на межі розділу шарів щебеню та суглинку).

Загальний напружений стан насипу при дії власної ваги позначений невисоким рівнем напружень (максимальні напруження – $0,12 \dots 0,2 \text{ МПа}$ (рис. 2.17, а), б), а максимальне переміщення верху моделі складає $39,9 \text{ мм}$ (рис. 2.16, а). Таким чином, аналіз НДС насипу при дії власної ваги свідчить про те, що розроблена модель відповідає вимогам до скінченно-елементним моделям і

надає можливість отримання результатів розрахунку достатньої точності.

Порівняльний аналіз НДС Варіантів 0 та 1 свідчить про те, що введення в тіло насипу шару з більшими на відміну від матеріалу земляного полотна деформаційними характеристиками (бутовий камінь) змінює картину вертикальних переміщень, дещо їх зменшуючи. Це впливає із аналізу вертикальних переміщень, максимальне значення яких у Варіанті 0 складало 5,12 мм (рис. 2.13, б), а у Варіанті 1 – 4,84 мм (рис. 2.18, б), тобто зменшення переміщень в 1,1 рази, причому горизонтальні переміщення в двох варіантах не змінилися. Аналізуючи вертикальні переміщення у Варіанті 1 слід відмітити характерне викривлення ізоліній на межі шарів (рис. 2.18, б).

Напружений стан по Варіанту 1 на відміну від Варіанту 0 дещо покращився: так горизонтальні напруження дещо зменшилися (з 0,673 МПа у Варіанті 0 до 0,625 МПа у Варіанті 1) та в Варіанті 1 зменшилася площа їхнього розповсюдження (лише в області баластної призми, рис. 2.19, а). Також відмічається незначне зменшення вертикальних та дотичних напружень (рис. 2.19, б), в).

Картина розповсюдження напружень у ВБК свідчить про те, що у Варіанті 1 значно зменшилися горизонтальні напруження розтягу у шпалах (0,106 МПа у Варіанті 0 (рис. 2.15, а) та 0,089 МПа у Варіанті 1 (рис. 2.20, а), але їхні абсолютні значення значно менше міцності бетону на розтяг. Картина розподілу вертикальних та дотичних напружень якісно майже однакова у двох варіантах (рис. 2.15 та 2.20, б) та в), а зменшення напружень незначне (1,02...1,05 рази). Напружений стан тіла насипу неоднорідний (0,007 МПа, стиск).

Порівняльний аналіз НДС Варіантів 0 та 2 свідчить про те, що введення в тіло насипу шару ущільненого щебеню змінює картину вертикальних переміщень, також дещо їх зменшуючи, як і у Варіанті 1. Максимальне значення вертикальних переміщень у Варіанті 0 складало 5,12 мм (рис. 2.13, б), а у Варіанті 2 – 4,93 мм (рис. 2.21, б), тобто зменшення переміщень незначне, горизонтальні переміщення в двох варіантах не змінилися, як і у Варіанті 1.

Аналізуючи вертикальні переміщення у Варіанті 2 також слід відмітити характерне викривлення ізоліній на межі шарів (рис. 2.21, б).

Напружений стан по Варіанту 2 на відміну від Варіанту 0 дещо покращився: так горизонтальні напруження дещо зменшилися (з 0,673 МПа у Варіанті 0 до 0,643 МПа у Варіанті 2) та в Варіанті 2, як і у Варіанті 1, зменшилася площа їхнє розповсюдження (лише в області баластної призми, рис. 2.23, а). Також відмічається незначне зменшення вертикальних та дотичних напружень (рис. 2.23, б), в) в 1,02 рази в середньому).

Картина розповсюдження напружень у ВБК свідчить про те, що у Варіанті 1 значно зменшилися горизонтальні напруження розтягу у шпалах (0,106 МПа у Варіанті 0 (рис. 2.15, а) та 0,093 МПа у Варіанті 1 (рис. 2.22, а), але їхні абсолютні значення значно менше міцності бетону на розтяг. Картина розподілу вертикальних та дотичних напружень якісно майже однакова у двох варіантах (рис. 2.15 та 3.22, б) та в), а зменшення напружень незначне (1,01...1,03 рази). Напружений стан тіла насипу неоднорідний (0,021 МПа, стиск).

ВИСНОВКИ

1. Проведено аналіз стану питання проектування та підсилення земляного полотна, визначено основні вимоги до проектування непідсиленого земляного полотна та виконано аналіз конструкцій підсилення земляного полотна, який надає змогу свідчити про те, що параметри його підсилення при підвищенні швидкості руху потягу на основі математичного та імітаційного моделювання в достатній мірі визначені лише для випадків армування геосинтетичними матеріалами, але для інших оригінальних рішень ступінь наукової обґрунтованості не є достатньою.

2. Розроблено методику математичного моделювання земляного полотна за допомогою методу скінченних елементів, в якій відтворено теоретичні залежності чисельного динамічного аналізу і основи пружно-пластичного моделювання взаємодії динамічного навантаження із земляним полотном на основі дискретних станів. Розроблений алгоритм розрахунку підсиленого земляного полотна з допомогою комплексу SCAD дозволив провести обґрунтування його параметрів напружено-деформованого стану при підсиленні.

3. Виконано математичне моделювання варіантів підсилення земляного полотна, причому розроблена просторова скінченно-елементна модель насипу дозволила провести ряд чисельних розрахунків, результати яких після порівняльного аналізу дали змогу свідчити про вплив на параметри загального напружено-деформованого стану земляного полотна при зміні конструкції його підсилення.

4. Проведено обґрунтування параметрів підсиленого земляного полотна на основі отриманих результатів і з'ясовано, що у випадку Варіанту 1 і 2 вплив підсилення із розміщенням в ньому шару з більшими деформаційними характеристиками, наприклад, бутового каменю чи ущільненого щебеню незначно покращує загальний НДС насипу, дещо зменшуючи вертикальні переміщення та компоненти напружень (1,02...1,2 разів). Аналіз Варіанту 1

(бутовий камінь) свідчить, що впровадження більш ефективно на відміну від Варіанта 2 (ущільнений щебінь), оскільки зменшення переміщень та напружень для цього варіанту більше.

5. Обґрунтування варіанту підсилення, яке базується на результатах проведеного чисельного аналізу, свідчить, що застосування такого виду підсилення як застосування шару зі збільшеними деформаційними характеристиками потребує коригування або зміни конструктивної форми.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Даніленко, Е. І. Залізнична колія. Улаштування, проектування і розрахунки, взаємодія з рухомим складом [Текст] / Підручник для вищих навчальних закладів (у 2-х томах). – Київ: ІНПРЕС, 2010. – Том 2. – 456 с.
2. Дубінчик, О. І. Обґрунтування концепцій підсилення земляного полотна в Україні та Європейському Союзі [Текст] / Дубінчик О. І., Мірошник В. А., Тютькін О. Л. // Мости і тунелі: теорія, дослідження, практика, 2023. – № 24. – С. 22–30.
3. Інструкція з улаштування та утримання колії залізниць України [Текст]. ЦП/0138. – Київ: Транспорт, 2006. – 336 с.
4. Карпиловский, В.С. SCAD для пользователя [Текст] / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер, М. А. Перельмутер, А. Н. Трофимчук – Київ: ВВП «Компас», 2000. – 332 с.
5. Костюк, М. Д. Будівництво та реконструкція залізничної мережі України для збільшення пропускної спроможності та запровадження швидкісного руху поїздів [Текст] / М. Д. Костюк, В. В. Козак, В. О. Яковлев та інші. – Київ: ІЕЗ ім. Є.О. Патона, 2010. – С.216.
6. Курган М. Б., Курган Д. М. Науково-технічне забезпечення залізничного сполучення Україна – Євросоюз: монографія [Текст] / М. Б. Курган, Д. М. Курган. – Дніпро: Вид-во ПФ «Стандарт-Сервіс», 2018. – 268 с.
7. Петренко, В. Д. Порівняльний аналіз стану двох варіантів підсилення конструкції земляного полотна [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, А. Л. Тютькін, А. М. М. Алхдур // Вісник ДНУЗТ, 2009. – Випуск 29. – С. 107-111.
8. Петренко, В. Д. ЦП-0204 Правила улаштування основної площадки земляного полотна при виконанні капітального ремонту та модернізації колії (ЦЮ 25.12.2008 р., реєстраційний номер ЦП-0204). [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, В. П. Купрій, О. Л. Тютькін – Київ: Укрзалізниця. Головне управління колійного господарства, 2009. – 44 с.
9. Петренко, В. Д. Результати аналізу параметрів експериментальних

досліджень армування геотекстилем земляного полотна [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, А. Л. Тютькін, А. М. М. Алхдур // Вісник ДНУЗТ, 2010. – Випуск 34. – С. 131-135.

10. Петренко В. Д., Тютькін О. Л., Кулаженко Є. Ю., Кулаженко О. М. Математичне моделювання земляного полотна залізниць на основі методу скінченних елементів: навчальний посібник [Текст] / В. Д. Петренко, О. Л. Тютькін, Є. Ю. Кулаженко, О. М. Кулаженко. – Дніпро : Дніпропетр. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2018. – 70 с.

11. Тютькін, О. Л. Обґрунтування вибору складових компонентів і методу отримання ґрунтоцементного елемента для підсилення земляного полотна [Текст] / О. Л. Тютькін, О. В. Громова // Мости і тунелі: теорія, дослідження, практика, 2023. – № 24. – С. 81–92.

12. Abusharar, S. A simplified method for analysis of a piled embankment reinforced with geosynthetics [Текст] / S. Abusharar, J. Zheng, B. Chen, J. Yin // Geotextiles and Geomembranes, 2008. – № 27(1). – P. 39–52.

13. Alsirawan, R. Review of Geosynthetic-Reinforced Pile-Supported (GRPS) embankments – parametric study and design methods [Текст] / R. Alsirawan // Acta Technica Jaurinensis. 2021, – № 14(1). – P. 36–59.

14. Fischer, S. Investigation of the Horizontal Track Geometry regarding Geogrid Reinforcement under Ballast [Текст] / S. Fischer // Acta Polytechnica Hungarica, 2022. – № 19(3). – P. 89–101.

15. Hwang, T.-H. Effective installation of micropiles to enhance bearing capacity of micropiled raft [Текст] / T.-H. Hwang, K.-H. Kim, J.-H. Shin // Soils and Foundations, 2017. – № 57. – P. 36–49.

16. Tiutkin, O. L. Finite-element Analysis of Strengthening the Subgrade on the Basis of Boring and Mixing Technology [Текст] / O. L. Tiutkin, L. Neduzha, J. Kalivoda // Transport Problems, 2021. – № 16(2). – P. 1–10.